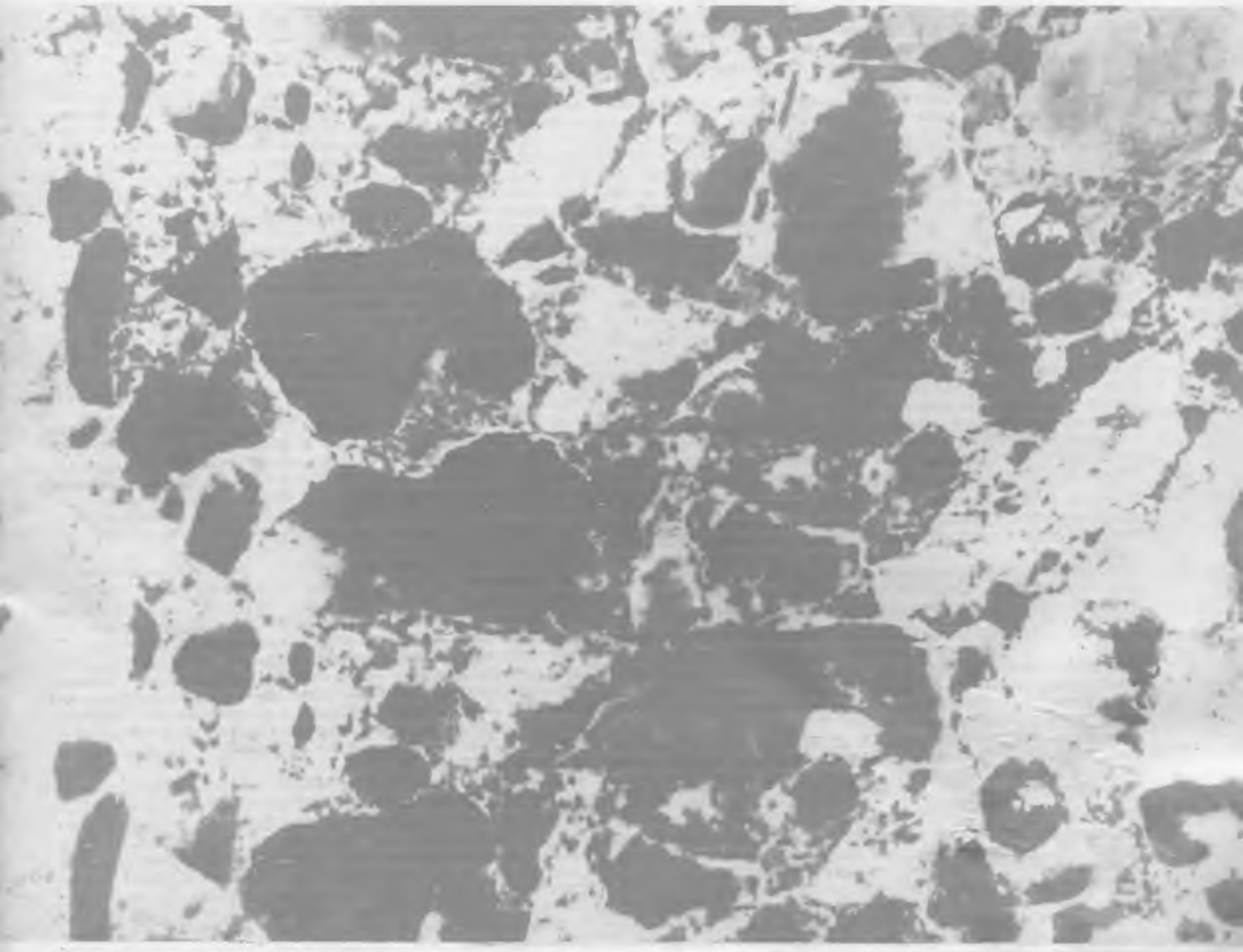
ISSN 0005 - 9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

7
1987



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Стройиздат научно-техническому прогрессу

XXVII съездом КПСС взят курс на коренную перестройку капитального строительства, повышение его эффективности, совершенствование качества и структуры применяемых строительных материалов, изделий и конструкций. Большое место отводится железобетонным конструкциям и элементам. Решение этих вопросов возлагается на рабочих, инженерно-технических и научных работников строительных, проектных и научно-исследовательских организаций отрасли.

Справиться с поставленными задачами специалистам-строителям помогут книги Стройиздата, выпускаемые в 1988 г.

В помощь рабочим строительных организаций авторы Сугробов Н. П., Успенский Ю. И. подготовили пособие **«Охрана труда при производстве монтажных работ».** В нем приведены основные положения трудового законодательства, организации обучения и инструктажа рабочих, занятых монтажом стальных и железобетонных конструкций. Описаны безопасные приемы труда при работе и техническими монтажными средствами. Рассказано о средствах защиты работающих, спецодежде, оказании доврачебной помощи при несчастных случаях.

В серии «Повышение мастерства рабочих стр-ва и пром-сти строит. материалов» выйдет из печати книга Совалова И. Г., Могилевского Я. Г., Остропогольского В. И. **Бетонные и железобетонные работы.** В ней приводятся сведения о приготовлении, транспортировке, укладке и уплотнении бетонной смеси. Описываются различные виды опалубок и арматуры, способы их изготовления, установки и разборки. Даются основные положения техники безопасности при производстве работ.

Для инженерно-технических работников строительных и проектных организаций будут изданы:

Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформации / А. С. Залесов, И. К. Никитин, Л. Л. Лемыш, Э. Н. Кодыш. Коллективом авторов обобщен материал по расчету железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформации. Даны расчетные характеристики бетона и арматуры, расчет элементов на местное действие нагрузки (сжатие, продавливание, отрыв) и методика расчета по образованию, раскрытию и закрытию трещин. Приведены практические рекомендации по расчету предельных прогибов, определению кривизны и прогибов с учетом деформаций сдвига.

Трефф Э. **Долговечные конструкции плоских крыш.** Пер. с нем. Специалист из ФРГ рассматривает вопросы качественного проектирования плоских крыш, являющихся сложной многофункциональной конструкцией. Приводит сведения по совершенствованию конструкций крыш из железобетона, повышению их эксплуатационной надежности. Излагает сведения о деформативности и огнестойкости конструкций.

Гусев Б. В., Загурский В. А. **Вторичное использование бетонов.** В издании рассматриваются вопросы использования

ного дома в строительном про-
основных свойств.
ель выбора ра-
тва по регене-
едовой отече-
и эксплуатации
ения и перера-
ких шлаков в
общается опыт
ельстве. Излага-
шлакобетона и
ых состояниях и
риваются ограж-
ехнико-экономи-
полнителей вул-
иводятся приме-
онструкций.
работникам на-
заций планирует-
й: Исследования
и Греции) /
Мартынов и
и и других стра-
проектирования и
исследования поведения несущих железобетонных панельных и монолитных стен гражданских зданий при землетрясениях. Приведены рекомендации по проектированию несущих железобетонных стен сейсмостойких зданий.

Пересыпкин Е. Н. **Расчет стержневых железобетонных элементов.** Автором изложена теория расчета стержневых железобетонных элементов, основанная на учете сопротивления бетона распространению трещин с привлечением методов механики разрушения. Параметры напряженно-деформированного состояния определены в соответствии с решением системы граничных интегральных уравнений контактной задачи для смежных блоков, на которые элемент разбивается после образования трещин. Применение изложенных методов позволяет получить расширенную информацию о напряженно-деформированном состоянии элементов с трещинами в стадии эксплуатации, необходимую при расчетах по предельным состояниям второй группы.

Серых Р. Л., Пахомов В. А. **Конструкции из шлакощелочных бетонов.** В научном труде приводятся основные данные о шлакощелочных бетонах и конструкциях, их физико-механических свойствах. Излагаются экспериментальные и теоретические исследования усадки и ползучести шлакощелочных мелкозернистых и крупнозернистых бетонов различных составов при использовании разнообразных заполнителей, щелочных компонентов и видов твердения бетонов. Даются предложения по учету усадки и ползучести при расчете бетонных и железобетонных конструкций. Рассматриваются примеры проектирования конструкций.

Чебаненко А. И. **Армополимербетонные строительные конструкции.** В книге приведены основы теории армополимербетона, обобщены и проанализированы результаты экспериментально-теоретических исследований, освещены прикладные вопросы по расчету и выполнению конструкций из армополимербетона. Дан расчет армополимербетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний с учетом влияния реологических и других специфических свойств нового материала. Изложены вопросы экономики применения армополимербетонных конструкций.

Каландадзе В. Ш. **Снижение расхода материалов при производстве железобетонных изделий.** Автор приводит результаты теоретических и экспериментальных исследований вибрированных и центрифугированных железобетонных конструкций для энергетических сооружений из обычного (тяжелого) бетона, пористого и золошлакового заполнителя с уменьшением расхода сырьевых материалов. Освещает вопросы изготовления и внедрения эффективных опор линий электропередач. Дает рекомендации по проектированию и расчету железобетонных конструкций для энергетического строительства.

Проценко П. В., Вертелов К. М., Пушкарь Н. И. **Формование конструкций вибронагревательным способом.** В предлагаемой работе изложены результаты исследования и внедрения в практику строительства относительно нового способа раздельного бетонирования — вибронагнетательного. Описаны методы экспериментально-теоретического изучения способа, результаты его применения для бетонирования конструкций, техническая целесообразность и экономическая эффективность.

Научным и инженерно-техническим работникам промышленности строительных материалов рекомендуется:

Армирование неорганических вяжущих веществ минеральными волокнами / А. А. Пащенко, В. П. Сербин, А. П. Паславская и др. Под ред. А. А. Пащенко. Коллективом авторов приведены основные характеристики минеральных волокон и волокнистых материалов для армирования бетонов. Рассмотрены физико-химические процессы в системах «неорганические вяжущие — минеральные волокна». Дана характеристика долговечности систем. Показаны области применения армированных волокнами бетонов и даны характеристики их эксплуатационных свойств.

Уважаемые читатели! Помните, что все тиражи изданий поступят только в книготорговую сеть страны. Поэтому лишь заблаговременно сделанный заказ на нужную книгу гарантирует Вам ее получение. Заказы принимаются книжными магазинами, торгующими научно-технической литературой, и отделами «Книга — почтой», которые высылают книги наложенным платежом.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Пролетарии всех стран, соединяйтесь!

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ ЖУРНАЛ

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

7 (388)

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г. | ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР | Июль 1987

Содержание

К 70-летию Великого Октября

На передовых рубежах 2

Конструкции

Васильев А. П., Матков Н. Г., Жук В. М. Бессварные стыки колонн с высокопрочной арматурой в каркасах многоэтажных зданий 4

Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. Выносливость сборно-молитных конструкций с бессварнымн стыками 6

Семченков А. С., Алексеев О. В., Карнет Ю. Н. Пространственная работа многопустотных плит безопалубочного формования 8

Дех О. С. Самонапряженные петлевые стыки в изгибаемых элементах 11

Килимник Л. Ш., Кулыгин Ю. С. Повреждения каркасов зданий и сооружений при Кайраккумском землетрясении 13

Бетоны

Жуков В. В., Шевченко В. И., Баленко И. Ф. Свойства бетона с шунгитовыми заполнителями при нормальных и высоких температурах 16

Гольденберг Л. Б., Оганесянц С. Л. Масштабный фактор в мелкозернистых бетонах 17

Рахманов В. А., Розовский Е. Л., Цупков И. А. Влияние динамического воздействия на прочностные и деформативные свойства тяжелого бетона 19

Заводское производство

Маркаров Н. А., Рябцева М. П. Пути снижения передаточной прочности бетона в преднапряженных конструкциях 21

Арбеньев А. С. Бетонирование с непрерывным электроразогревом смеси 22

Вопросы реконструкции

Гринберг О. Р., Кагнер А. З., Данилов М. П., Ветвицкий И. Л. Реконструкция тоннельных камер для ТВО изделий продуктами сгорания природного газа 24

Вопросы экономики

Бульба А. В. Предприятия сборного железобетона в новых условиях хозяйствования 25

Швейко Н. В., Митяева Т. Н. Эффективность реконструкции предприятий сборного железобетона 27

В помощь проектировщику

Паньшин Л. Л., Симонов В. Л. Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений 29

Лучко И. И., Гавриляк А. И. Трещиностойкость сталебетонных изгибаемых элементов при воздействии различных нагрузок 30

Залесов А. С., Быченков Ю. Д., Городецкий Е. А. Прочность центральной зоны жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами 32

В помощь заводским лабораториям

Бердов Г. И., Аронов Б. Л., Яворская В. А. Прогнозирование прочности цементных материалов в смесях ультразвуковыми приборами 34

Гузеев Е. А., Пристромко О. А., Чернышев Ю. П. Об оперативном контроле водонепроницаемости бетона 36

Использование промышленных отходов

Джигит С. Г., Родин Ю. Л., Джигит Д. Г. Использование отходов камнедробления для сборных конструкций 38

Долговечность

Батраков В. Г. Повышение долговечности железобетона добавками-модификаторами 40

Стандарты и нормативные документы

Фридман А. М., Горохова Э. Ф., Зборовский Л. А., Машленко Ф. И., Баконин В. В. Стандарт на сварные соединения арматуры 42

Информация

Якубов В. А., Заседателев И. Б., Малинский Е. Н. Использование климатических факторов южных районов в производстве железобетонных изделий 44

Микульский В. Г. Адгезия между полимерами и бетоном 45

МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

© Стройиздат, 1987

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НА ПЕРЕДОВЫХ РУБЕЖАХ

Трудовые коллективы строительных предприятий и организаций Москвы широко развернули социалистическое соревнование за достойную встречу 70-летия Великого Октября. В принятых на 1987 г. социалистических обязательствах намечено не только закрепить ранее достигнутый высокий трудовой ритм, но и поднять его на новую ступень, обеспечив тем самым успешное выполнение и перевыполнение заданий второго года двенадцатой пятилетки.

Коллектив Очаковского завода ЖБК ДСК-2 Главмосстроя сосредоточивает свои усилия на повышении производительности труда на каждом рабочем месте, на дальнейшей интенсификации производственных процессов, всемерной экономики материальных и топливно-энергетических ресурсов.

Обеспечение к 2000 году каждой советской семьи отдельной квартирой или индивидуальным домом XXVII съезд КПСС определил как задачу особой политической и социальной значимости. Исходя из установок партии, труженики Очаковского завода стремятся наращивать темпы и увеличивать объемы производства, повышать качество железобетонных конструкций и изделий.

Очаковский завод выпускает наружные и внутренние стеновые панели, панели перекрытий и доборные изделия. В настоящее время на заводе достигнута предельная мощность — в год изготовляется компоновочных объемно-планировочных элементов для жилых домов КОПЭ-85 общей площадью около 300 тыс. м². В 1986 г. объем выполненных домостроителями комбината монтажных работ составил 44,4 млн. р., на 1987 г. запланировано осуществить монтажных работ на сумму 46,3 млн. р.

Заводчанам предстоит приложить немало усилий для обеспечения такого объема строительно-монтажных работ комплектами изделий для домов КОПЭ-85. Эффективность работы всех цехов и бригад завода определяется борьбой за выполнение плановых показателей и социалистических обязательств, размахом соревнования. Следует отметить, что коллектив завода успешно справился с плановым заданием первого квартала 1987 г. За достигнутые успехи в работе по итогам социалистического соревнования в первом квартале 1987 г. между строительными организациями и предприятиями Москвы коллективу Очаковского завода ЖБК присуждено третье место с вручением Почетной грамоты МГК КПСС, Моссовета, МГСПС и бюро МГК ВЛКСМ.

Все цеха, участки и бригады Очаковского завода встали на трудовую ударную вахту по достойной встрече юбилея Октября. В обстановке высокой политической и трудовой активности разгорается социалистическое соревнование. В обязательствах тружеников завода к этой знаменательной дате в истории страны определены ориентиры по дальнейшему усилению интенсификации производства в условиях коллективного подряда.

Прогрессивная форма организации и оплаты труда играет важную роль в деле наращивания производственного потенциала. С начала 1987 г. коллектив завода, как и весь комбинат, перешел на работу по методу коллективного подряда. Взаимоотношения подрядного коллектива теперь регламентируются с вышестоящей организацией (Московским государственным объединением крупнопанельного домостроения Главмосстроя) договором и плановым заданием по выпуску конкретного объема продукции. В этом документе четко распределены обязанности сторон, устанавливается общая стоимость работ. На основе прейскуранта составляется протокол договорных цен, который должен быть неизменным до конца определенного этапа строительства.

В условиях коллективного подряда финансовые отношения участников строительства, заказчика и подрядчика в корне меняются. До настоящего времени строителям комбината платили деньги только за выполненную работу. Разница оставалась у заказчика. Сейчас, если подрядчик получает экономию за счет удешевления работ, то 30% из всей суммы поступает в госбюджет, а остальные 70% остаются в распоряжении комбината.

Советы трудовых коллективов комбината отвечают за выполнение договорных обязательств, устанавливают КТУ, в соответствии с которым распределяется заработная плата между всеми участниками строительства.

На первом этапе работы в новых условиях на заводе и на комбинате в целом возникало немало противоречий. Прогрессивной форме организации и оплаты труда мешали всякого рода изжившие себя положения, инструкции, методы управления производством, в частности практика планирования не отвечала требованиям дня. В настоящее время основные плановые показатели на год доводятся до сведения исполнителей не в конце предыдущего года, а путем открытого обсуждения проекта плана принимаются коллективом заранее. Так, заводчане уже знают основные плановые задания на 1988 г. Это позволяет осуществить необходимую технологическую подготовку производства с целью успешной реализации всех без исключения показателей плана, подготовиться к принятию конкретных и реальных социалистических обязательств.

Во всех коллективах бригад Очаковского завода ЖБК широкий отклик получили указания и выводы, содержащиеся в постановлениях ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О дальнейшем совершенствовании управления строительным комплексом страны» и «О мерах по совершенствованию хозяйственного механизма в строительстве». В настоящее время создана новая нормативно-правовая база функционирования строительного производства, основанная на более полном использовании экономических законов социализма.

Совершенствование методов организации и оплаты труда помогло войти в число лидеров социалистического соревнования многим заводским бригадам. Благодаря умелому инженерному обеспечению, рабочей инициативе на заводе заметно выросла производительность труда. Именно коллективный подряд явился решающим стимулом к ее росту. Так, бригада формовочного цеха, которую возглавляет В. И. Горохов, изготовляет панели внутренних стен, лестничные площадки, ограждения лоджий и плиты балконов. В 1988 г. бригаде предстоит увеличить выпуск изделий на 1,2 тыс. м² общей площади жилых домов.

Добиться намеченых темпов роста объемов производства в бригаде рассчитывают путем повышения производительности труда. Только за первый квартал 1987 г. рост производительности труда здесь составил 6,7%. Достигли этого благодаря сокращению численности работающих и внедрению различных эффективных механизмов и приспособлений. В бригаде широко применяются всевозможные затирочные приспособления, заглаживающие валики и диски, укрепленные на бетоноукладчике.

За годы двенадцатой пятилетки Очаковский завод ЖБК должен увеличить объем производства продукции на 8,6%. Добиться выполнения столь напряженного задания при пол-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ной загрузке всех действующих технологических линий возможно только путем дальнейшей их механизации, широкого использования новшеств и эффективных разработок, использования резервов производства на каждом рабочем месте.

В формовочном цехе № 1 Очаковского завода изготовляются панели внутренних стен и плиты перекрытий. В цехе установлено 11 кассетно-формовочных машин, на некоторых из которых используются установки, с помощью которых обеспечивается равномерное распределение пара. В результате этого значительно сокращается время термической обработки изделий. Такими установками здесь скоро будут оснащены все формовочные машины. Это позволит увеличить объем производства на 600 м^3 сборного железобетона.

В бригаде арматурного цеха завода, которую возглавляет А. Ф. Кривошеин, осуществляется сварка металлических каркасов для формовочного цеха № 1. Раньше для перевозки их из одного цеха в другой использовались автопогрузчики. В настоящее время для этого применяются механизированные тележки. Это позволило уменьшить численный состав бригады на 4 человека, повысить производительность труда и заработную плату сварщикам.

Немаловажное значение на Очаковском заводе придается качеству продукции. Большая заслуга в деле повышения качества и усовершенствования домов серии КОПЭ-80 принадлежит самим заводчанам. Выявленные в процессе эксплуатации домов этой серии недостатки и просчеты проектировщиков ликвидированы при непосредственном участии заводских специалистов. В настоящее время завод выпускает комплекты изделий для усовершенствованной серии домов КОПЭ-85.

Следует отметить, что переходу на выпуск изделий для домов КОПЭ предшествовала большая организационно-техническая работа по реконструкции заводских цехов, технологических линий.

Определенную роль в деле улучшения качества заводской продукции играют группы и посты народного контроля. На заводе такие группы и посты созданы в каждом цехе, они осуществляют проверки непосредственно на рабочих местах. Благодаря активности и настойчивости народных контролеров на заводе сократились до минимума расходы материалов, улучшилось качество компоновочных объемно-планировочных элементов КОПЭ-85. В результате активных действий народных контролеров на заводе повсеместно внедрены эффективные затирочные диски, шпаклевочные машины, которые позволили получать изделия с улучшенной лицевой поверхностью.

Как показывает опыт работы Очаковского завода ЖБК, научно-технический потенциал накапливается здесь прежде всего за счет реализации планов по реконструкции. Значительный экономический эффект получают заводчане и от внедрения передовых прогрессивных разработок и решений. Так, здесь в сжатые сроки освоены конвейерные линии по изготовлению внутренних стеновых панелей и доборных изделий для жилых домов серии КОПЭ-85. Смонтирован наклонно-замкнутый конвейер производительностью более 50 тыс. м^3 железобетонных изделий в год. Следует отметить, что обе ветви конвейера, в отличие от ленты конвейера на вибропрокатных станах, помещены в камеры, что способствует экономии значительных производственных площадей.

В состав этого конвейера входят передаточные тележки, приводы перемещения форм, кантователь-распалубщик, виброплощадка, бетоноукладчик с затирочными машинами. Большой вклад в совершенствование работы конвейера внесли рационализаторы формовочного цеха. В целом по заводу экономический эффект от внедрения рационализаторских предложений составляет в год около 300 тыс. р.

На январском (1987 г.) Пленуме ЦК КПСС первостепенное внимание было уделено задачам развития демократизации в сфере производства, последовательного внедрения самоуправления в жизнь трудовых коллективов, создания условий, которые позволяли бы каждому трудящемуся чувствовать себя на деле хозяином своего предприятия. Органом общественного самоуправления на Очаковском заводе ЖБК при коллективном подряде является совет трудового коллектива. Функции его здесь разнообразны: это и разработка перспективных и текущих планов своих коллективов, структуры и штатов подразделений, определение для них нормативов фонда заработной платы и оценка по КТУ трудового вклада каждого заводчанина, решение социальных вопросов.

Как показывает практика функционирования совета трудового коллектива на Очаковском заводе, участие рабочих, специалистов, служащих в принятии жизненно важных для них решений дисциплинирует людей, заставляет строже относиться к себе и другим, активно проводить в жизнь принцип социальной справедливости. Каждый член совета, будь то рабочий или директор, обладает равными правами в принятии решений. Впервые в этом году проект плана на 1988 г. обсуждали на заводе сообща. На рабочих собраниях в цехах и бригадах рассматривались и утверждались основные плановые показатели. По проекту плана 1988 г. выпуск продукции завода увеличится на 0,6%. С учетом того, что цехи завода в настоящее время максимально механизированы, а предприятие работает на предельной мощности, даже такой незначительный рост выпуска продукции потребует активного поиска резервов. Следует отметить, что выпуск продукции на заводе за двенадцатую пятилетку должен вырасти на 8,6%.

Путь к реализации высоких плановых заданий заводчане видят в резком повышении производительности труда, механизации всех производственных процессов, в сокращении к концу пятилетки затрат ручного труда на 30%. Это возможно лишь с помощью постепенной автоматизации основных технологических процессов на формовании изделий, в арматурном цехе и на складе готовой продукции. Немалая роль в деле успешного выполнения планов и обязательств отводится на заводе и рационализаторам.

По мнению домостроителей комбината, смысл нового передового метода заключается в том, чтобы добиться коллективной ответственности за установленное задание. Благодаря коллективному подряду на ДСК-2 заметно окрепла производственная связь заводчан со строительно-монтажными потоками. Внедрение коллективного подряда потребовало определенного изменения структуры многих подразделений. Так, осуществлено укрупнение участков и бригад строительно-монтажных потоков. Реорганизация заключалась в создании комплексных общестроительных бригад, в состав которых включены сантехники и электромонтажники, ранее работавшие в составе специализированных бригад и звеньев. До настоящего времени заработная плата сантехников и электромонтажников была выше, чем у монтажников. Работали они в малой зависимости от графика монтажа жилых зданий.

Внедрение коллективного подряда на ДСК-2 потребовало также поиска резервов на монтаже. Следует отметить, что выработка одного монтажника комбината в год составляет 44 тыс. р., т. е. намного превышает выработку заводчанина. Монтаж одной секции 22-этажного жилого здания осуществляется сейчас за 35 дней. Дома типовые, поэтому трудно достичь существенного снижения себестоимости работ.

Однако домостроители комбината сумели и в таких условиях найти значительные резервы. Главные направления в реализации стоящих перед строителями задач на ДСК-2 видят прежде всего в сокращении и полной ликвидации простоев, рациональном и эффективном использовании всех средств механизации и инструмента, экономии материалов (раствора, пиломатериалов, шпаклевки и красок).

Вопросы повышения эффективности строительно-монтажных работ и деятельности Очаковского завода ЖБК на комбинате стремятся решать комплексно. Важными слагаемыми эффективности работы всех подразделений комбината являются борьба за выполнение и перевыполнение социалистических обязательств, размах соревнования.

В честь 70-летия Великого Октября домостроители обязались досрочно сдать в эксплуатацию жилой корпус в Орехово-Борисове (поток № 1, бригадир комплексной бригады монтажников И. Ф. Гриднев). Заводчане наметили к этой знаменательной дате осуществить ряд организационно-технических мероприятий, направленных на модернизацию действующего оборудования, обновление ряда производственных процессов и повышение производительности труда. Так, в цехе № 2 будут внедрены манипуляторы СБМ для установки столярных блоков, освоен выпуск электроблоков с установленными электрошкафами на весь объем производства.

В канун 70-летия Октября труженики Очаковского завода ЖБК, коллективы общестроительных потоков комбината изыскивают дополнительные резервы для реализации задач по ускорению индустриализации строительства, интенсификации производства. Высокий энтузиазм заводчан, монтажников, инженерно-технических работников и служащих ДСК-2 — залог успешного выполнения повышенных социалистических обязательств, напряженных плановых заданий на 1987 г. и на двенадцатую пятилетку.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 69.057.12

А. П. ВАСИЛЬЕВ, д-р техн. наук, проф., Н. Г. МАТКОВ, канд. техн. наук,
В. М. ЖУК, инж. (НИИЖБ)

Бессварные стыки колонн с высокопрочной арматурой в каркасах многоэтажных зданий

В НИИЖБ разработаны и экспериментально исследованы бессварные стыки колонн с высокопрочной арматурой для многоэтажных каркасных зданий, обеспечивающие применение несвариваемой термоупрочненной арматуры, снижающей расход стали на каркас и сокращающей трудозатраты на его выполнение.

При устройстве стыков в зоне действия сжимающих усилий с малыми эксцентрицитетами, где сечения колонн полностью сжаты, наиболее простыми и экономичными являются стыки с обрывом всей продольной арматуры у шва сопряжения элементов, компенсированным установкой сварных поперечных сеток по концам стыкуемых элементов. Равнопрочность сечения колонны в зоне стыка армированного сетками, когда продольную арматуру не включают в расчет (сечение за пределами армирования сетками), достигается повышением прочности бетона благодаря косвенному армированию (рис. 1). Участки армирования сетками назначают равными зоне анкеровки обрываемой продольной арматуры [1]. При малой толщине шва (10...20 мм) между торцами колонн можно передать на заполняющий раствор напряжения сжатия, превышающие его расчетное сопротивление по классу прочности [2, 3]. В случае применения обычного цементно-песчаного раствора класс по прочности рекомендуется назначать не менее В25. Наиболее целесообразно устройство шва на полимерном вяжущем, когда прочность раствора выше прочности бетона колонн, что вызывает упрочнение в зоне стыка. При испытании колонн с обрывом арматуры в стыке с равнопрочными по расчету сечениями в зоне армирования сетками и в зоне расположения хомутов с заполнением швов высокопрочным полимерраствором разрушение всегда происходило за пределами зоны соединения. Высокопрочная полимерраствор-ная прослойка в шве упрочняет торцы колонн. Стыки колонн с обрывом арматуры и заполнением шва эпоксидным полимерраствором состава 1:3:0,1 (смола:песок:ПЭПА) успешно применены при возведении производственного корпуса завода моющих средств в Новомосковске и складского корпуса биокомбината в Щелково. Перед установкой верхнего элемента колонны на торец нижнего элемента укладывали слой полимерраствора с предварительным закреплением опалубочной рамки для предотвращения вытекания раствора. Раствор заполняет одновременно и гнезда для центрирующего штыря, который выпущен из нижнего торца колонны. Верхний элемент колонны при установке и выверке выдавливает лишний раствор по периметру шва над опалубкой, что обеспечивает плотность контакта бетонных торцов стыкуемых колонн.

Монтаж стыков колонн в натурных условиях осуществляли при отрицательных температурах (до —15°С) на таком же эпоксидном полимерраствоpe на фенольном отвердителе АФ-2 (до 40% смолы). При более низких температурах применяли электропрогрев [4].

При устройстве стыков в зоне действия усилий с большим эксцентрицитетом, когда в сечениях возникают растягивающие напряжения, а также в случаях полностью сжатых сечений с большим процентом армирования, когда для компенсации ее обрыва необходимо большое насыщение бетона поперечными сетками, препятствующими качественному заполнению форм бетонной смесью, следует соединять все или часть арматурных стержней анкеровкой их в гнездах-трубках раствором замоноличивания.

В НИИЖБ разработано и испытано анкерующее устройство в виде стальной обоймы-трубки, закрепленной на конце стержня обжимом в прессе или домкрате через специальную разборную матрицу. Таким образом, на концах стержней нижнего элемента образуются обоймы, в которых анкеруются раствором выпуски арматурных стержней верхнего элемента больших диаметров (18... 32 мм) (см. рис. 1).

Испытаниями соединенных стальными трубками стержней установлены основные параметры для проектирования стыков высокопрочной арматуры диаметром 18...32 мм. Трубки, образующие анкерные соединения, подбирали из условия равнопрочности стыкуемым стержням и обеспечения разницы диаметров стержней и внутренних диаметров трубок 10...15 мм для обеспечения погашения возможной несоосности выпусков и гнезд, а также для нормального обволакивания раствором склеиваемых поверхностей. Для обеспечения необходимой прочности соединения трубок со стержнями обжимом зазор между сопрягаемыми поверхностями не должен

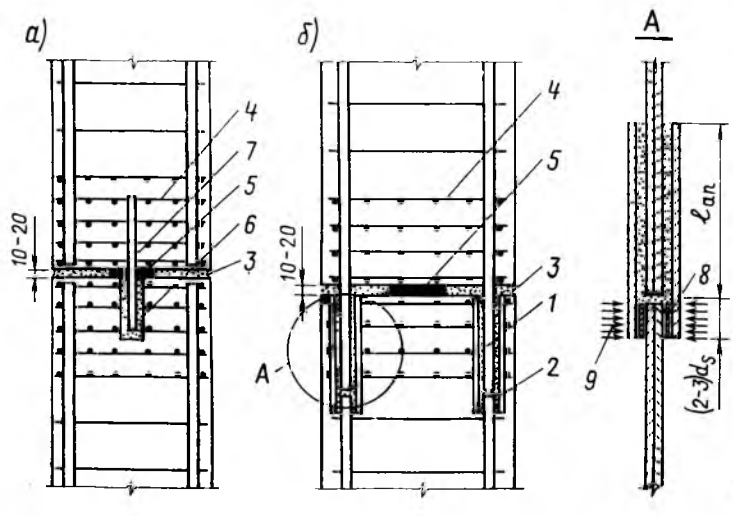


Рис. 1. Стыки колонн без сварки арматуры

а — с обрывом арматуры; *б* — с анкеровкой выпусков арматуры в трубках; *А* — сопряжение арматуры с трубкой; *1* — выпуски арматуры; *2* — трубки; *3* — раствор; *4* — сетки косвенного армирования; *5* — центрирующая прокладка; *6* — гнездо; *7* — центрирующий стержень; *8* — вставка; *9* — зона обжатия (2...3) d_s

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

превышать 1,5...2 мм. Несоответствие требуемых зазоров компенсировали тонкостенной трубчатой вставкой, устанавливаемой на участке обжатия. Длину обжимаемого участка трубки принимали равной $3d_s$ стыкуемой арматуры. Усилие обжатия в зависимости от диаметра арматуры d_s составило 2000...3500 кН. При этом во всех образцах произошел разрыв стержней.

Проскальзывания арматуры в обжатых трубках не наблюдалось. Длину стаканной части трубок в опытных образцах назначали в зависимости от диаметра стыкуемых стержней и вида анкерующего раствора. Для анкеровки арматуры в трубках использовали полимерный, полимерцементный и цементно-песчаный растворы, в соответствии с Рекомендациями по стыкам с обрывом арматуры НИИЖБ. При испытании анкеровки стержней в трубках установили зависимости наибольшего напряжения, замеренного перед выдергиванием, от длины заделки и прочности раствора (рис. 2.)

В соответствии с этим подобраны оптимальные длины анкеровки арматуры Ат-V в трубках — на эпоксидном полимерраствоpe $10d_s$, на полимерцементном 12,5 d_s, на цементном 15 d_s. При этом напряжение арматуры к началу ее выдергивания из трубок превышает $\sigma_{0,2}$ и соответствующий браковочный минимум для разрыва сварных стыков арматуры Ат-V.

Деформации растяжения стержня и всего участка стыка оказались меньше относительных деформаций последнего. Деформации сдвига стержня в трубках компенсируются резким увеличением его жесткости в зоне стыка. На рис. 3 приведена зависимость деформаций арматуры и стыковых муфт в колоннах с хомутами от нагрузки, подтверждающая совместность их работы. Следовательно, состыкованная таким образом арматура одинаково хорошо работает как на сжатие, так и на растяжение с полным расчетным сопротивлением.

Результаты исследования бессварных стыков высокопрочной арматуры на моделях проверили на составных образцах-колоннах натурных размеров. Опытные образцы представляли собой колонны с поперечным сечением 40×40 см, состоящие из двух элементов высотой 1,6 м. Сборные элементы армировали 4 Ø 32 Ат-V. Арматурные стержни нижнего элемента составных колонн заканчивались металлическими обоймами-стаканами, изготовленными из отрезков труб. Один конец трубки обжимали вокруг стержня продольной арматуры штампами с усилием 3500 кН. Верхний

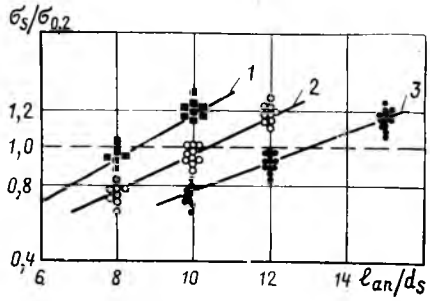


Рис. 2. Зависимость напряжений в стыкуемой высокопрочной арматуре от длины анкеровки

Анкеровку осуществляли растворами: *1* — полимерным (■); *2* — полимерцементным (●); *3* — цементно-песчаным (○)

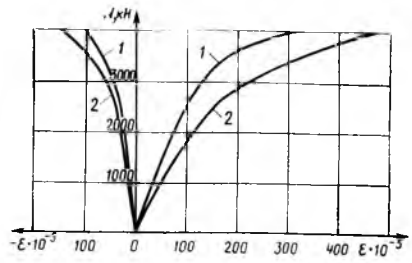


Рис. 3. Деформации арматуры и стыковых муфт в колонне (К-1-Х-ПН) от нагрузки

1 — деформации трубок; *2* — то же, продольной арматуры

Шифр образца	e_0, см	$R_в$, МПа	$R_{в,red}$, МПа	σ_{sc}, МПа	σ_s, МПа	$N_p^{оп}$, кН	$N_{p_1}^{т}$ кН	$N_{p_2}^{т}$, кН	$N_p^{оп}/N_{p_1}^{т}$	$N_p^{оп}/N_{p_2}^{т}$
К-1-Х	10	26,5	—	890	200	4000	3610	3836	1,10	1,04
К-2-Х	10	26,5	—	900	200	4430	3610	4340	1,20	1,02
К-3-С*	10	26,5	41,5	915	180	4100	4590	4100	0,89	1,00
К-4-С*	30	23,0	38,0	880	900	1200	1350	1237	0,88	0,98
К-5-Х	30	24,0	—	865	890	1200	1160	1216	1,03	0,98
К-6-С*	30	23,0	38,0	875	920	1200	1350	1237	0,88	0,98
К-7-Х	30	24,0	—	800	850	1180	1160	1180	1,01	0,98
К-8-Х	30	24,0	—	920	950	1350	1160	1335	1,16	0,99
К-9-С*	30	28,5	43,5	950	1000	1870	2080	1882	0,89	0,99

* Усилия в составных колоннах с сетками при $e_0 > 10$ см не достигали $N_p^{сп}$.

элемент составных колонн снабжен арматурными выпусками длиной (10...15) d_s. В качестве поперечного армирования составных элементов колонн использовали хомуты и сетки косвенного армирования в зоне стыка.

В колоннах с длиной арматурных выпусков $10d_s$ раствором замоноличивания служили полимерные и полимерцементные растворы, при длине арматурных выпусков $15d_s$ — цементно-песчаный состав. Эксцентриситет e_0 приложения продольного усилия при испытании колонн на внецентренное сжатие составил 10 и 30 см. Натурные образцы разрушились вне зоны стыка с реализацией высоких сжамающих и растягивающих напряжений высокопрочной арматуры (рис. 4). Отмечалась повышенная трещиностойкость зоны стыка, обусловленная большей жесткостью этой части колонн.

В таблице приведены опытные разрушающие нагрузки $N_p^{оп}$ полученные при испытании колонн, и теоретические разрушающие нагрузки $N_{p1}^{т}$, подсчитанные по СНиП исходя из напряжений в арматуре, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2% (условному пределу текучести) по результатам испытания арматурных стержней на растяжение, и бетоне к моменту разрушения по испытаниям бетонных призм на сжатие. Напряжения в арматуре σ_{sc} определяли по деформациям к моменту разрушения колонн.

Для определения несущей способности внецентренносжатых колонн, армированных высокопрочной арматурой, использовали также фактические полные

Рис. 4. Опытная колонна после испытания. Стык с анкеровкой арматурных выпусков на растворе в трубках и разрушение вне зоны стыка

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

диаграммы сжатия σ — ε работы бетона и арматуры.

Диаграммы для бетона и арматуры, полученные при испытании бетонных и армированных сварными сетками призм, описывались показательной зависимостью и полиномом [5, 6]. Приняв в качестве расчетной предпосылки плоское распределение деформаций по высоте сечения элемента, из условия равновесия системы установили теоретические усилия $N^{т}_{p2}$, подсчитанные с использованием этих диаграмм. По фактическим диаграммам сжатия бетона и арматуры элементов со стыками на всем этапе их загружения составлена совместно с МИСИ программа для расчета прочности нормальных сечений сжатых элементов на ЭВМ.

С учетом результатов исследований ЦНИИпромзданий разработал рабочие чертежи колонн многоэтажного каркаса промзданий серии 1.420-12 с заменой арматуры класса А-III на Ат-V и традиционного стыка с ванной сваркой выпусков арматуры на бессварные стыки с анкеровкой арматурных выпусков в гнездах, образованных трубками. Наличие таких чертежей позволяет внедрить эффективные бессварные стыки колонон, обеспечивая снижение расхода стали (до 140 кг) и трудозатрат (до 10 чел.-ч) на одну колонну высотой на два этажа со стыком.

На основании проведенных исследований и опытного внедрения НИИЖБ в 1985 г. изданы Рекомендации по проектированию и выполнению контактных стыков с обрывом и анкеровкой арматуры в железобетонных колоннах многоэтажных зданий.

Выводы

Замоноличенные стыки с соединением высокопрочной арматуры в стальных трубках и конктактом плоских бетонных торцов элементов через слой тонкого раствора оказались прочнее соединяемых стволов колонн. Арматурные стержни, соединенные трубками с запрессовкой на одном конце на трении при $l_{обж}=3d_s$ и замоноличиванием раствором на другом — при $l_{анк}=(10...15)\ d_s$, в зависимости от составов, можно рассматривать в расчете колонны как непрерывные.

Бессварные стыки обеспечивают необходимую прочность железобетонных колонн с высокопрочной арматурой в сборных каркасах многоэтажных зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Васильев А. П., Матков Н. Г., Жансеитов М. Ф. Контактные стыки колонн с обрывом продольной арматуры // Бетон и железобетон. — 1982. — № 8. — С. 15—17.
2. Дроздов П. Ф., Горшков Ю. К., Паньшин Л. Л. Сжатые растворные швы // Жилищное строительство. — 1975. — № 6. — С. 7—8.
3. Чистяков Е. А., Сурин В. В. Несущая способность сжатых железобетонных колонн с высокопрочной ненапрягаемой арматурой // Прочностные и деформативные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1981. — С. 70—80.
4. Белов Б. П., Матков Н. Г. Бессварные стыки железобетонных конструкций на полимеррастворах: Тез. докл. X Конгресса ФИП. — М., 1986. — С. 1—70.
5. Байков В. Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1981. — № 5. — С. 3—16.
6. Матков Н. Г., Баранов Д. С. Изучение предельного состояния железобетонных элементов на моделях с автоматической записью полной диаграммы сжатия // Экспресс-информ. — ВНИИС. Сер. 10. — 1984. — Вып. 6. — С. 7—12.

УДК 624.012.35/45

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИС Гидропроекта); И. Т. МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Ивановский инженерно-строительный ин-т)

Выносливость сборно-монолитных конструкций с бессварными стыками

Одним из направлений снижения трудозатрат при возведении массивных конструкций является выполнение их сборно-монолитными.

Авторы исследовали выносливость сборно-монолитных железобетонных конструкций (фрагментов) с бессварными стыками. Фрагменты с учетом конструктивных особенностей используемых в настоящее время сборно-монолитных железобетоных конструкций АЭС имели масштаб 1:4 натуральной величины — 1,5××0,3×0,175 м. Армирование армопанелей принято 1Ø 6 А-III ($\sigma_y=506{,}4$ МПа, $\sigma_t=704{,}3$ МПа) в двух крайних ребрах и 1 Ø 8 А-III ($\sigma_y=480$ МПа, $\sigma_t=690$ МПа) в среднем ребре; поперечная и монтажная арматура — из проволоки Ø 5 Вр-I.

Схема армирования армопанелей, расположения перепускных каркасов и армирование сборно-монолитных конструкций приведены на рис. 1, 2.

Для армопанелей и бетона омоноличивания использовали бетон класса В25. Опытные сборно-монолитные конструкции изготовляли в два этапа. На первом бетонировали армопанели. После приобретения ими соответствующей прочности армопанели попарно устанавливали в формы и добетонировали до заданных проектных размеров. Разрыв между бетонированием сборных и монолитных частей составлял 8...12 сут.

Воздействие многократно повторяющейся нагрузки оценивали сравнением несущей способности исследуемого образца при повторяющейся нагрузке с аналогичной характеристикой при статическом нагружении.

Расчетная схема испытания опытных образцов показаны на рис. 3.

Статической нагрузкой до разрушения испытали сборно-монолитные конструкции ПСМ-1, ПСМ-9, а также сборно-монолитную ПСМ-5, выдержавшую без разрушения многократно повторяющуюся нагрузку.

Все опытные образцы, испытанные статической нагрузкой, разрушились по нормальному сечению, при этом напряжения в арматурных стержнях перепускных каркасов в момент разрушения оказались выше предела текучести.

Результаты испытания опытных сборно-монолитных конструкций статической нагрузкой приведены в табл. 1. Характер разрушения опытных сборно-монолитных конструкций при многократно повторяющемся нагружении принципиально отличался от разрушения их близнецов под воздействием кратковременной статической нагрузки.

Сборно-монолитные конструкции, загруженные многократно повторяющейся нагрузкой, разрушились от усталостного

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

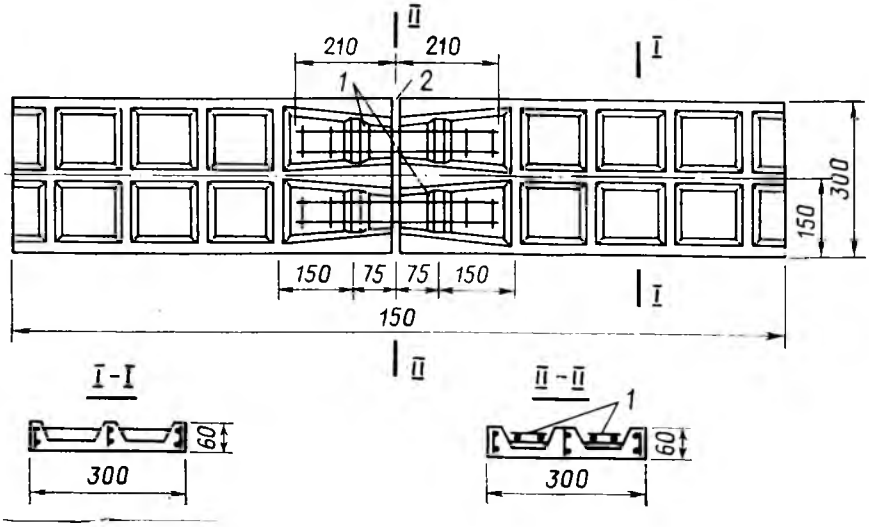


Рис. 1. Конструкция и схема расположения армопанелей; схема расположения перепускных каркасов
1 — перепускной каркас; *2* — бессварной стык

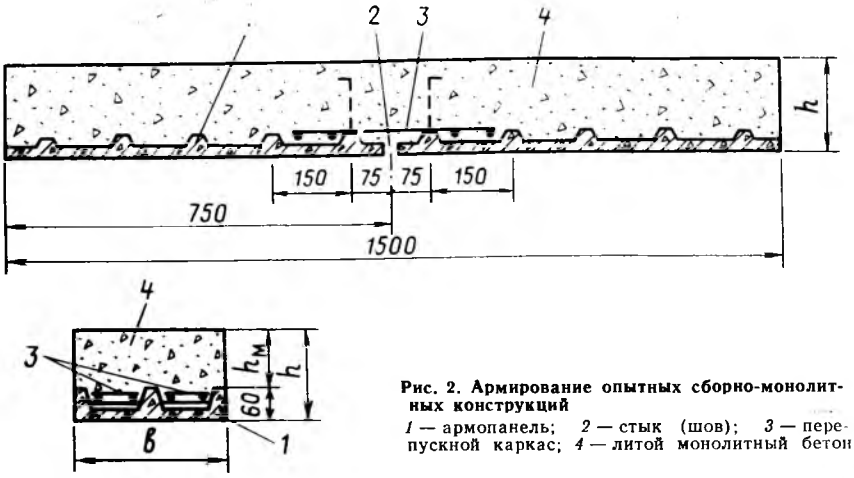


Рис. 2. Армирование опытных сборно-монолитных конструкций
1 — армопанель; *2* — стык (шов); *3* — перепускной каркас; *4* — литой монолитный бетон

Таблица 1

Шифр образца	Размеры сечения, см			Прочность бетона, МПа	Разрушающий момент, Кн·м		$\frac{M_{оп}}{M_{расч}}$
	в	h	$h_м$		$M_{оп}$	$M_{расч}$	
ПСМ-1	32,0	17,6	11,6	23,0/18,3*	16,8	13,72	1,22
ПСМ-9	31,5	17,6	11,4	18,3/19,3	15,9	13,72	1,16
ПСМ-5	31,5	17,5	11,3	21,8/19,3	15,4	13,72	1,12

* Перед чертой — прочность монолитного бетона $R_в^м$, после черты — сборного $R_в^{сб}$.

Таблица 2

Шифр образца	Размеры сечения, см			Прочность бетона, МПа	M_{max}, кН·м	ρ	$\frac{M_{max}}{M_{оп}}$	Число циклов до разрушения
	b	h	$h_м$					
ПСМ-2	32,0	17,3	11,1	23,0/18,3*	9,0	0,5	0,55	119320
ПСМ-3	32,1	17,2	11,0	21,5/18,3	9,0	0,7	0,55	450246
ПСМ-4	32,0	17,4	10,9	21,5/18,3	8,0	0,7	0,49	1087150
ПСМ-5	31,5	17,5	11,3	21,8/19,3	7,0	0,7	0,43	2057000
ПСМ-6	31,7	17,5	11,5	21,8/19,3	9,0	0,7	0,55	1322000
ПСМ-7	32,0	17,6	11,5	21,8/19,3	10,0	0,7	0,61	588880
ПСМ-8	32,0	17,5	11,4	18,3/19,3	11,0	0,7	0,67	401920

*Перед чертой — прочность монолитного бетона $R_b^м$; после черты — сборного $R_b^{об}$.

Примечание. Образец ПСМ-5 не разрушился, остальные разрушились от усталостного разрыва арматуры.

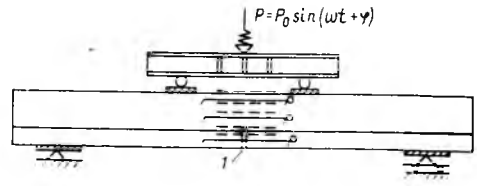


Рис. 3. Расчетная схема испытания опытных конструкций
1 — стык

разрыва одного или двух стержней продольной растянутой арматуры армопанели, хрупко, без видимого увеличения общих деформаций, с последующим изломом бетона сжатой зоны. Одновременный усталостный разрыв двух стержней растянутой арматуры отмечался в образцах ПСМ-3, ПСМ-7, ПСМ-8, испытанных при M_{max}, равном 9, 10 и 11 кН·м. Остальные образцы разрушились от разрыва одного из стержней, после чего происходило выпучивание в сторону разорванного стержня.

Усталостное разрушение отмечалось в зоне чистого изгиба под точкой приложения нагрузки по сечению, совпадающему с концом арматурных стержней перепускного каркаса. Арматурные стержни разрушались как в сечении с трещиной, так и на расстоянии 1...2 см слева или справа от нее и, в основном, в зоне приварки поперечной арматуры продольных ребер армопанели.

Результаты испытаний опытных фрагментов на выносливость представлены в табл. 2.

Статистической обработкой установлено уравнение линий регрессии, которое показывает зависимость числа циклов до разрушения N от максимальной нагрузки цикла

$$M_{max} = 33{,}85 - 4{,}2 \lg N. \qquad (1)$$

Теоретическую оценку выносливости опытных сборно-монолитных конструкций производят в две стадии. На первой определяют начальные напряжения при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла, принимая треугольную эпюру напряжений в бетоне сжатой зоны:

в арматуре

$$\sigma_s^{max}(t_0) = \frac{2(1-\xi)\,\alpha}{b\,\xi^2 h_0^2\left(1-\frac{\xi}{3}\right)} M_{max}, \qquad (2)$$

в бетоне сжатой зоны

$$\sigma_b^{max}(t_0) = \frac{\xi}{(1-\xi)\,\alpha}\,\sigma_s^{max}(t_0), \qquad (3)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны; $\alpha = E_s/E_b$.

На второй стадии устанавливают дополнительные напряжения в арматуре и бетоне сжатой зоны, возникающие вслед-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ствие проявления виброползучести бетона сжатой зоны в связанных условиях.

Виброползучесть бетона сжатой зоны вызывает образование и накопление остаточных напряжений в растянутой арматуре

$$\Delta\sigma_s = \frac{E_s\,(h_0 - x)}{x}\,\varepsilon_{pl}^{wib}, \qquad (4)$$

где x — высота сжатой зоны; E_s — модуль упругости арматуры; ε_{pl}^{wib} — пластические деформации виброползучести крайнего сжатого волокна сечения, определяемые через деформации простой ползучести и коэффициент виброползучести.

Остаточные растягивающие напряжения в арматуре в свою очередь вызывают остаточные растягивающие напряжения на сжатой грани сечения

$$\Delta\sigma_b(t) = \frac{2}{\xi_N}\,\mu\,\frac{1-\xi}{\xi}\,E_s\varepsilon_{pl}^{wib}, \qquad (5)$$

где ξ_N — относительная высота сжатой зоны при разгрузке.

Имея формулы для установления начальных и дополнительных (остаточных) напряжений в бетоне и арматуре, записывают выражения для определения текущих напряжений ко времени t или к моменту усталостного разрушения:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_b^{max}(t) &= \sigma_b^{max}(t_0) + \Delta\sigma_b(t);\\ \sigma_s^{max}(t) &= \sigma_s^{max}(t_0) + \Delta\sigma_s(t).\end{aligned}\right\} \qquad (6)$$

Появление остаточных напряжений в арматуре и бетоне изменяет соотношение между коэффициентами асимметрии внешней нагрузки $\rho_м$, напряжений в арматуре ρ_{st} и бетоне ρ_{bt}. Коэффициенты асимметрии цикла напряжений

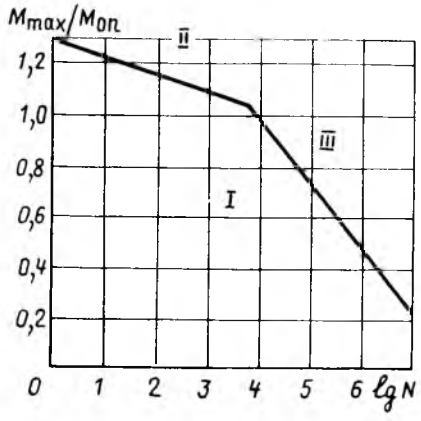


Рис. 4. График выносливости сборно-монолитных конструкций

Зоны: I — выносливости; II — разрушения по бетону; III — разрушения по арматуре

в арматуре

$$\rho_{st} = \frac{\rho_м + \Delta\rho_s}{1 + \Delta\rho_s}, \qquad (7)$$

где $\Delta\rho_s = \dfrac{E_s\,(1-\xi)}{\xi\,\sigma_s^{max}(t_0)}\,\varepsilon_{pl}^{wib}$,

в бетоне

$$\rho_{bt} = \frac{\rho_м - \dfrac{2}{\xi_N}\,\mu\,\dfrac{1-\xi}{\xi}\,\Delta\rho_b}{1 - \dfrac{2}{\xi_N}\,\mu\,\dfrac{1-\xi}{\xi}\,\Delta\rho_b}, \qquad (8)$$

где $\Delta\rho_b = k_{w\rho}\,c\,(t,\tau)\,S_k^0\left(\dfrac{\sigma_{max}}{R_b}\right)E_s$.

Выносливость опытных сборно-монолитных конструкций оценивают исходя из условий:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_s^{max}(t) &\leqslant [\sigma_s(t)];\\ \sigma_b^{max}(t) &\leqslant [\sigma_b(t)],\end{aligned}\right\} \qquad (9)$$

где $[\sigma_s(t)] = f(\rho_{st})$; $[\sigma_b(t)] = f(\rho_{bt}) =$ пределы выносливости арматуры и бетона с учетом изменения коэффициентов асимметрии цикла напряжений.

На рис. 4 представлен теоретический график выносливости опытных сборно-монолитных конструкций по арматуре, построенный на основе приведенных формул, и нанесены экспериментальные точки, отвечающие экспериментальным данным.

Как видно, результаты испытаний образцов ложатся в очерченную теоретически область выносливости арматуры вполне удовлетворительно.

Выводы

Результаты экспериментальных исследований показывают, что сборно-монолитные железобетонные конструкции с бесварными стыками при принятых процентах армирования стыка и армопанели, а также определенной длине заделки стержней перепускного каркаса равновыносливы с аналогичной монолитной конструкцией. Опытные сборно-монолитные конструкции подчиняются общим закономерностям поведения железобетонных изгибаемых элементов при циклическом нагружении. Выносливость опытных сборно-монолитных железобетонных конструкций определяется выносливостью арматурных стержней армопанели.

УДК 624.073

А. С. СЕМЧЕНКОВ, канд. техн. наук, О. В. АЛЕКСЕЕВ, инж. (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов); Ю. Н. КАРНЕТ, канд. техн. наук (Уральский ПромстройНИИпроект)

Пространственная работа многопустотных плит безопалубочного формования

Плиты в составе сборного настила, объединенные между собой растворными шпоночными стыками, под нагрузкой деформируются совместно. Поэтому плиты обязательно надо рассчитывать на возникающие в них поперечные перерезывающие силы, изгибающие и крутящие моменты.

При проектировании типовых плит следует использовать невыгодные пространственные расчетные схемы и соотношения жесткостей плит, чтобы гарантировать их прочность в поперечном направлении (рис. 1).

Первыми экспериментальными исследованиями сборных железобетонных натурных фрагментов настилов перекрытий [1] было установлено, что жесткость и прочность плиты, загруженной в составе настила (см. рис. 1, *а*, *б*) значительно выше, чем испытанной по балочной схеме. Поэтому сложилось мнение, что неучет совместной работы плит всегда идет в запас прочности.

Однако это не так, и испытания цельных круглопустотных плит в НИИПСе, ЦНИИЭП жилища и сборных настилов в МИСИ [1] показали, что даже в толстостенных пустотных плитах появляются ранние продольные трещины. Они образуются в случае дополнительного опирания вдоль пролета (см. рис. 1, г) и в случае загружения части площади настила временной равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 1, *в*), а при высоких нагрузках и при полосовом

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

загружении крайней плиты настила — [2]. Появление продольных трещин объясняется действием дополнительных усилий в поперечном направлении настила от пространственной работы и является весьма опасным, так как вызывает преждевременное хрупкое разрушение плиты в результате среза вдоль пролета в конструкциях со слабым поперечным армированием.

Поскольку в плитах безопалубочного формования [1, 2], изготавливаемых в Свердловской области, Минске и Уфе, поперечное армирование полок и ребер отсутствует, то образование в них продольных трещин опасно. Это обстоятельство потребовало проведения экспериментально-теоретических исследований пространственной работы настилов из таких плит.

Усилия в плитах, обусловленные пространственной работой настила, зависят от схемы перекрытия (см. рис. 1) и жесткостной характеристики плиты, определяемой для узких плит (при $l/b \geqslant 4$) по формуле

$$0 \leqslant \eta = \left(\frac{B_и}{B_к}\right)^{\frac{b}{l}\frac{\pi}{2}} < 1), \quad (1)$$

где $B_и$, $B_к$ — жесткость плиты на изгиб и кручение; b, l — ширина и пролет плиты.

Расчет различных схем настилов при одинаковой жесткости плит сводится к случаю краевого загружения (см. рис. 1, *д*) настила максимальной погонной реакцией 1

$$V_0 = P\,\overline{V}_0 \sin\frac{\pi x}{l}, \quad (2)$$

где P — амплитудное значение погонной нагрузки на плите, разложенной в ряд по синусам: $P = \frac{4qb}{\pi}$; $\overline{V}_0$ — амплитудное значение реакции при единичной погонной нагрузке на плите:

$$\overline{V}_0 = \frac{1}{2(1+\sqrt{\eta})} \quad \text{(см. рис. 1, } а\text{)},$$

$$\overline{V}_0 = \frac{1}{(1+\sqrt{\eta})^2} \quad \text{(см. рис. 1, } б\text{)},$$

$$\overline{V}_0 = \frac{\sqrt{\eta}}{4} \quad \text{(см. рис. 1, } в\text{)},$$

$$\overline{V}_0 = \frac{1}{2\sqrt{\eta}+\rho_0} \quad \text{(см. рис. 1, } г\text{)};$$

ρ_0 — жесткостной коэффициент, учитывающий податливость дополнительной опоры: $\rho_0 = 0$ в случае ее абсолютной жесткости.

Из графиков, построенных с использованием формулы (2), видно (см. рис. 1), что максимальные реакции, а следовательно и действующие в поперечном направлении плит усилия при схемах *в* и *г* имеют бо́льшие значения. Коэффициент η для плит высотой 22 см, шириной 1,5 м и пролетах 6...9 м изменяется в пределах 0,12...0,05.

б)

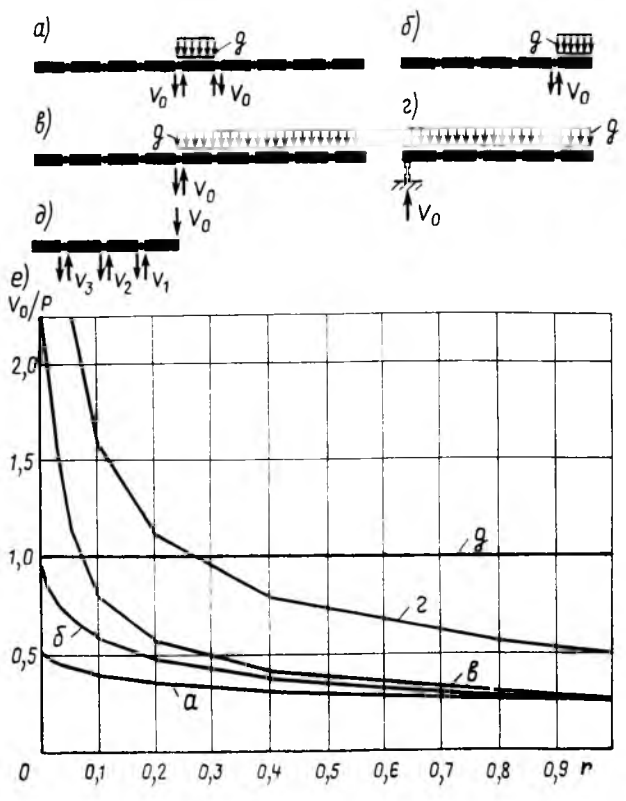


Рис. 1. Схемы загружения фрагмента диска перекрытия вертикальной нагрузкой

а — средняя плита; *б* — крайняя плита; *в* — широкое полосовое загружение; *г* — площадь перекрытия при подпирании вдоль рабочего пролета крайней плиты; *д* — краевая реакция; *е* — графики реакции в швах

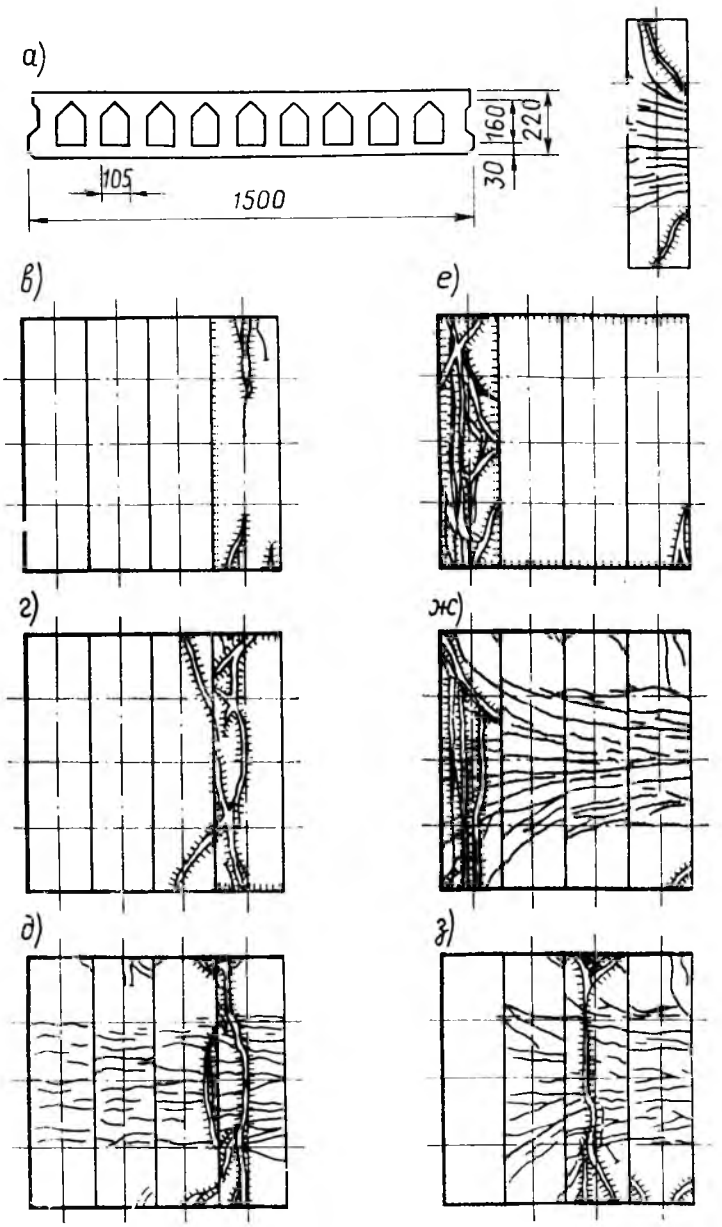


Рис. 2. Схемы трещинообразования и разрушения плит безопалубочного формования

а — поперечное сечение плиты; *б* — отдельная плита, загруженная краевой полосовой нагрузкой (вид снизу); *в* — фрагмент перекрытия (Ф-1) при загружении краевой полосовой нагрузкой крайней плиты (вид сверху); *г*, *д* — фрагмент перекрытия (Ф-2) при загружении осевой полосовой нагрузкой крайней плиты (вид сверху и снизу); *е*, *ж* — фрагмент перекрытия (Ф-3) на жестком контуре по трем сторонам при загружении по всей площади перекрытия (вид сверху и снизу); *з* — фрагмент перекрытия из трех плит (Ф-4) при загружении осевой полосовой нагрузкой средней плиты (вид снизу)

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

При загружении полосовой нагрузкой одной средней плиты и $\eta=0$, что соответствует $B_к=\infty$, $V_0=0{,}5\ p$, т. е. вся нагрузка с плит передается на соседние. При реальных значениях $\eta=0{,}05...0{,}1$, $V_0=0{,}4$, т. е. на плите остается только 20% нагрузки, что хорошо согласуется с данными работы [3], где предлагается распределять узкую полосовую нагрузку на ширину плиты, равную ее длине. При $\eta\to1$, что возможно только при ребристых плитах, $V_0\to0{,}25\ p$, т. е. половина нагрузки передается на соседние плиты. Это подтверждает достаточно осторожные рекомендации, используемые в проектировании [4].

Эксперименты выполняли в соответствии с методикой, разработанной ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов на базе Уральского ПромстройНИИпроекта. Испытания предусматривали проверку четырех схем (см. рис. 1, *а, б, г, д*) на натурных ячейках перекрытий размером 6×6 м. Испытания по схеме 1, *г* имели важное прикладное значение, так как к ней можно свести остальные схемы.

Исследовали перекрытия из предварительно напряженных типовых плит безопалубочного формования серии 0-312 размером 565×149×22 см, армированных Ø 6 К-7, под унифицированную расчетную нагрузку 16 кПа (рис. 2). Прочность бетона по испытаниям кубов составила 40 МПа.

В качестве эталонных испытали отдельные плиты равномерно распределенной по площади нагрузкой и узкой полосовой нагрузкой, приложенной вдоль крайнего ребра. При загружении плиты равномерно распределенной нагрузкой нормальные трещины появились при расчетной нагрузке и прогибе 0,5 см. За разрушающую принята нагрузка 42,6 кПа, при которой прогибы были более 1/30 пролета, а ширина нормальных трещин превышала 2 мм.

При краевом полосовом загружении отдельной плиты (в восьми точках по длине), имитирующем действие реакций в швах между плитами, вслед за нормальными трещинами появились наклонные пространственные трещины, которые при нагрузке 36 кН/м вызвали хрупкое разрушение плиты (см. рис. 2, *б*), при этом максимальные прогибы составили всего 8,5 см (рис. 3). На последних этапах наблюдался подъем незагруженной грани плиты.

Затем испытали три фрагмента перекрытий, опертых по трем сторонам через слой подстилающего раствора на полки ригелей. В первом фрагменте нагрузку прикладывали вдоль внешней грани неподпертой крайней плиты (см. рис. 1, *в*). Дополнительное опирание настила вдоль пролета имитировало влияние отсутствующих плит в перекрытии. Загруженная плита (см. рис. 2) работала аналогично отдельно испытанной плите краевой нагрузкой. Однако благодаря влиянию соседних плит (см. рис. 3) пространственная работа в плите во фрагменте происходила более интенсивно. Наклонные пространственные трещины в опорных зонах появились при нагрузке 28,8, а при 32 кН/м произошло хрупкое разрушение плиты; прогибы при этом составили всего 2 см (см. рис. 3).

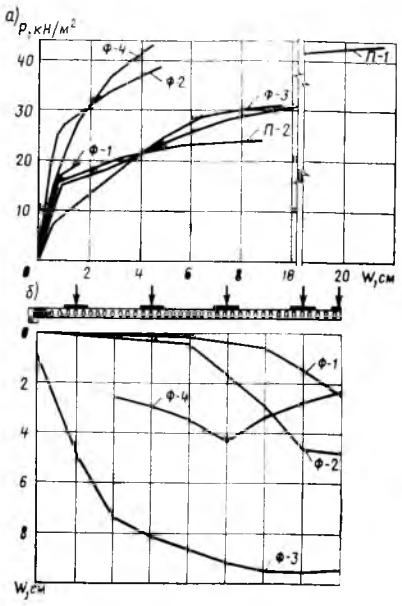


Рис. 3. Экспериментальные значения прогибов многопустотных плит в составе фрагмента диска перекрытия

а — по продольной оси плит по середине пролета; *б* — по поперечному сечению по середине пролета фрагмента перед разрушением (Ф-1...Ф-4 см. по рис. 2); П—1—отдельно испытанная плита по балочной схеме при равномерно распределенной нагрузке; П—2—отдельная плита, загруженная краевой полосовой нагрузкой

Во втором фрагменте полосовую нагрузку прикладывали вдоль оси крайней плиты. Первые нормальные трещины появились в ней при 41,4, а при 52,8 кН/м в углах соседней плиты образовались наклонные трещины шириной до 1 мм и продольная трещина шириной 1,8 мм вдоль оси крайней плиты (см. рис. 2). При дальнейшем нагружении отмечался скол нижней части крайнего ребра соседней плиты; при 62,4 кН/м продольная трещина снизу загруженной плиты достигла 6 мм, и произошел срез верхней полки вдоль оси плиты. Прогиб плиты при этом составил 4,8 см.

Третий фрагмент испытали при одновременном загружении полосовой нагрузкой, всех четырех плит, прикладываемой в восьми точках вдоль оси плит.

Первоначально перекрытие испытывали при опирании ригелей только на колонны. Нормальные трещины появились при нормативной нагрузке в крайней неподпертой плите. При погонной нагрузке 29,2 кН/м в крайних четвертях подпертой плиты появились верхние и нижние наклонные трещины шириной до 0,8 мм и в средних плитах снизу шириной до 0,15...0,4 мм (см. рис. 2). Образовалась нечеткая полуконвертная схема трещин, указывающая на преобладание крутящих моментов в подпертой плите, хотя и в ней возникли нормальные трещины. После этого нагрузку сбрасывали и подпирали торцовые ригели в третях пролета. Последующее нагружение практически не сказалось на характере работы настила. При загружении до 37,9 кН/м образовались новые нормальные и наклонные трещины, а максимальная ширина нижних наклонных трещин достигла 1,1 мм, в то время как нормальные трещины в крайней плите не превышали 0,45 мм. Подпирание продольного ригеля привело к заметному усилению работы настила в поперечном направлении (см. рис. 3) и при нагрузке 29,2 кН/м в подпертой плите снизу появилась прерывистая продольная трещина. Ширина нормальных трещин достигла, 0,4, а наклонных — 1,2 мм. При нагрузке 37,9 кН/м ширина продольной трещины в четвертой от ригеля пустоте (см. рис. 2) составила 2...3 мм, а ее длина — половину пролета плиты. Подъема углов подпертой плиты при этом не отмечалось. При 42,2 кН/м образовались верхние наклонные трещины, отсекающие углы подпертой плиты, а во второй от ригеля пустоте образовалась первая продольная трещина почти на всю длину плиты. При дальнейшем загружении образовались продольные трещины длиной около четверти пролета, идущие от торцов подпертой плиты к середине, а на верхней поверхности наметились участки последующего хрупкого среза при нагрузке 48,4 кН/м по продольным трещинам вдоль плиты. Одновременно произошел скол углов крайней плиты, прогиб которой достиг 9,5 см.

Как следует из сравнения диаграмм «нагрузка — прогиб» (см. рис. 3), эффект от пространственной работы перекрытия сильнее проявлялся при более высоких нагрузках.

Оставшийся после испытания третьего фрагмента участок настила из трех плит (см. рис. 2) испытали при полосовом загружении средней плиты. Остаточная ширина нормальных трещин не превышала 0,1 мм. Продольные трещины появились при нагрузке 51 кН/м, их ширина на нижней полке составляла 0,4 мм. Срез верхней полки вдоль оси плиты произошел при 66 кН/м и прогибе 4,3 см.

Выводы

Работа плит в составе пространственно-деформируемых перекрытий качест-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

венно отличается от работы плит по балочной схеме.

В плитах безопалубочного формования, работающих в составе настила, несмотря на толстостенное поперечное сечение и более высокий класс бетона, образовывались продольные трещины, вызвавшие хрупкое разрушение от среза при нагрузках более низких, чем та, при которой разрушались плиты, испытанные по балочной схеме.

Поэтому при проектировании типовых плит, особенно под высокие нагрузки, а также при привязке конкретных проектов необходимо обязательно учитывать усилия в плитах, действующие в поперечном направлении.

Видимая продольная трещина в подпертой плите появилась при нагрузке в 1,66 раза меньше разрушающей; в настиле, нагруженном вдоль средней плиты это соотношение составило 1,29, а при загружении настила вдоль оси крайней плиты — 1,2. Это указывает на влияние поперечного распора, препятствующего развитию продольных трещин, величина которого во фрагментах была различной.

При унифицированных нагрузках на перекрытия, не превышающих 10 кПа, при которых образование продольных трещин невозможно, следует учитывать положительную сторону пространственной работы.

При увеличении пролетов и ширины плит усилия в поперечном направлении от изгиба и кручения возрастают, поэтому необходимо снижать допустимую величину унифицированных нагрузок на настил перекрытия из таких плит, чтобы исключить возможность хрупкого разрушения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Семченков А. С. Совершенствование конструктивных решений настилов общественных зданий: Обзор. — М., 1984. — Вып. 4. — 58 с. — (Обзор. информ. ЦНТП Госгражданстроя).
2. Крамарь В. Г. Предварительно напряженные железобетонные многопустотные панели перекрытий зданий: Обзор. — М., 1984. — Вып. 8. — Сер. 8. — 87 с. — (Обзор. информ. ВНИИС Госстроя СССР).
3. Калманок А. С. К расчету сборных железобетонных перекрытий на местную нагрузку // Бетон и железобетон. — 1959. — № 7. — С. 27—28.
4. Сигалов Э. Б., Стронгин С. Г. Железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1966. — 428 с.

УДК 624.078.012.46.044

О. С. ДЕХ, канд. техн. наук (Брестский инженерно-строительный ин-т)

Самонапряженные петлевые стыки в изгибаемых элементах

Выбор оптимальных конструкций стыков и способов их устройства существенно влияет на эффективность применения сборного железобетона в строительстве. В различных плитных системах (подземные и емкостные сооружения, бункеры и др.), стенки и днища которых работают преимущественно на изгиб, применение петлевых сопряжений исключает сварку на стройплощадке, снижает металлоемкость стыков благодаря отсутствию закладных деталей. Однако существенный недостаток петлевых и других стыков, требующих последующего замоноличивания, заключается в усадке бетона, низкой прочности его сцепления со сборными элементами, что снижает трещиностойкость сопряжений. Трещиностойкость таких стыков, надежность и долговечность сооружения в целом повышают обработкой стыкуемых поверхностей эпоксидными композициями, приваркой к петлевым выпускам поперечной арматуры и т. д.

При использовании бетонов на напрягающем цементе в стыке происходит предварительное обжатие бетона замоноличивания, улучшается контакт со сборными элементами и существенно повышается трещиностойкость сопряжения*. Исследования изгибаемых самонапряженных стыков и их опытное внедрение показали относительную простоту устройства, высокую надежность и водонепроницаемость [1, 2]. Однако широкое внедрение конструкций с петлевыми самонапряженными стыками сдерживается вследствие отсутствия конкретных руководств по их расчету, конструированию и технологии устройства, что вызвано недостаточной экспериментальной изученностью.

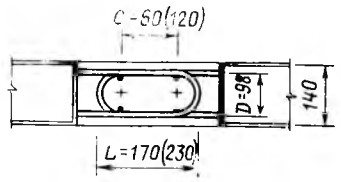


Рис. 1. Фрагменты самонапряженных петлевых изгибаемых стыков

В НИИЖБе исследовали образцы-фрагменты изгибаемых самонапряженных стыков. Толщина образцов принята исходя из средней толщины плит в сооружениях, длина и ширина — из соображений моделирования в образцах напряженного состояния, приближенного к реальному, возникающему при различных нагружениях.

Для экспериментов использовали фрагменты четырех типов (по 2 образца-близнеца) размером 140×700×1300 мм. При этом сравнивали петлевые стыки с различным перепуском встречных петель, характеризуемым длиной прямолинейного участка C по длине нахлестки петель ($C=5\ldots10d$) (рис. 1). В качестве эталонных испытали монолитные (без стыка) фрагменты из обычного бетона, а также — для сравнения — из напрягающего бетона.

Рабочую арматуру 4 ∅ 12 А-III располагали с шагом 200 мм, продольную арматуру в стыках 4 ∅ 8 А-I устанавливали в начале закругления петель. Расход НЦ для напрягающего бетона — 600 кг/м³. Все образцы после распалубки хранили в воде 30 сут. К моменту испытаний в возрасте около 40 сут самонапряжение бетона составило в среднем 1,4 МПа, кубиковая прочность 48 МПа.

Фрагменты испытывали в вертикальном положении на специальной установке, загружая их до предельно допустимой ширины раскрытия трещин $a_{crc,u}=0{,}3$ мм, разгружая и затем доводя до разрушения. Первые трещины в сборных фрагментах появлялись по контакту старого и нового бетонов, затем раскрывались трещины в сборных плитах, ширина раскрытия трещин достигала $a_{crc,u}$ вначале в сборных плитах, затем по контакту бетонов. В сборных фрагментах фактические моменты трещинообразования в 2...2,7 раза превышали расчетные, определенные только с учетом обжатия в результате самонапря-

* А. с. 310982 СССР, МКИ Е 04 В 1/38. Стыковое соединение железобетонных элементов / В. В. Михайлов, Г. И. Бердичевский, С. Л. Литвер, Л. И. Будагянц, Ю. Н. Титов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1971. — № 24. — С. 104.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

жения. Это свидетельствует о хорошем сцеплении нового бетона на НЦ со старым, что подтвердили исследования [3].

В самонапряженных стыках ширина раскрытия трещин достигла $a_{crc,u}$ при нагрузках в 1,3 ... 1,4 раза бо́льших, чем в монолитных фрагментах из обычного бетона. При этом по сравнению с монолитными фрагментами из обычного бетона сборные имели меньшую (в 1,3 ... 2 раза) деформативность (замеряемую на базе 450 мм) при одинаковой или несколько меньшей (на 30 %) трещиностойкости при длине прямолинейного участка нахлестки петель 10 и 5d.

Петлевые изгибаемые стыки при $C=10d$ оказались на 5 ... 10 % эффективнее, чем при $C=5d$. Самонапряженные монолитные фрагменты по сравнению с фрагментами из обычного бетона имели в диапазоне нагружений до $a_{crc,u}$ повышенную трещиностойкость (на 30 ... 50 %) и прочность (на 10 ... 15 %) при меньшей деформативности (в 2 ... 3 раза).

При повторном загружении фрагментов до разрушения трещины на отдельных этапах нагружения раскрывались на ту же величину, что и при первом нагружении. Монолитные и сборные фрагменты при $C=10d$ разрушались в результате текучести арматуры. В сборных фрагментах при $C=5d$ разрушение происходило по арматуре и бетону — в стыках наблюдалось выделение бетонных элементов, ограниченных встречными петлями, — ядер. Расчетные и фактические разрушающие моменты во всех фрагментах практически совпадали. Таким образом, в самонапряженных петлевых изгибаемых стыках оптимальная величина прямолинейной части нахлестки $C=10d$.

В результате анализа проведенных исследований, а также испытаний петлевых стыков, выполненных ранее другими авторами, предложены расчетные условия, выполнение которых обеспечивает необходимую прочность. Принятые диаметр ядра и длина нахлестки петель проверяется расчетом ядра на срез и кручение в сечениях, параллельных плоскостям арматурных выпусков (рис. 2)

$$M \leqslant n D^2 L R_{bt}, \qquad (1)$$

где M — изгибающий момент в стыке; n — количество петлевых выпусков из сборного элемента; D — диаметр петель $\geqslant 8d$; L — длина нахлестки петель при $C \geqslant 10d$.

Для обеспечения достаточной анкеровки арматурных петель в стыке длина их растянутых участков от начала нахлестки до сжатой арматуры сопрягаемого элемента l_t (см. рис. 2) должна быть не менее длины нахлестки l_{an}, определяемой по СНиП 2.03.01—84 для бессварных стыков арматуры.

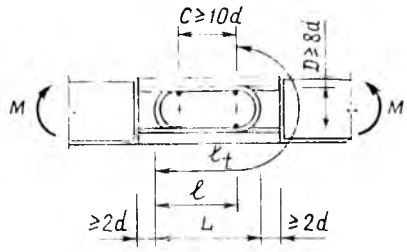


Рис. 2. Расчетная схема самонапряженного петлевого изгибаемого стыка

Необходимое количество продольной арматуры в стыке A_s^* устанавливают расчетом ядра на раскалывание в плоскости арматурных петлевых выпусков в предположении, что все раскалывающее усилие воспринимает продольная арматура

$$A_s^* \geqslant \frac{R_s}{R_s^*} \cdot \frac{\pi^2 d^2}{4} \left(1 - \frac{l}{l_{an}}\right), \qquad (2)$$

где R_s, R_s^* — расчетное сопротивление петлевой и продольной арматуры; l — длина прямолинейной части растянутой ветви петли на участке нахлестки (см. рис. 2).

Для нахождения расчетного самонапряжения напрягающего бетона R_{bs}, обеспечивающего раскрытие трещин в стыках в пределах допустимых значений $a_{crc,u}$, определяют требуемое напряжение в арматуре σ_s подстановкой в формулу (144) СНиП 2.03.01—84 $a_{crc,u}$. Затем из выражения (147) СНиП устанавливают требуемое обжатие P

$$R_{bs} = \frac{P}{k_w k_\mu k_s k_e A}, \qquad (3)$$

где k_w — коэффициент, учитывающий влияние степени увлажнения бетона стыка при твердении, при толщине сопрягаемых элементов 140 ... 300 мм [3]; k_μ, k_s, k_e — коэффициенты, зависящие от характера армирования стыка [4].

При известном R_{bs} трещиностойкость самонапряженных стыков определяют с учетом склеивания бетонов как монолитных сечений по формуле (125) СНиПа, в которую вместо прочности бетона на растяжение подставляют прочность сцепления бетонов σ_{bd}. По результатам выполненных исследований [3] $\sigma_{bd}=(0{,}4 \ldots 1)\, R_{bt}$ с некоторым запасом можно принять $\sigma_{bd}=0{,}4R_{bt,ser}$. При этом сечение по контакту бетонов вследствие склеивания работает только в пределах упругих деформаций, поэтому в формулу (125) СНиПа следует подставить упругий момент сопротивления W_{red} вместо упругопластичного W_{pl}

$$M_{crc}=\sigma_{bd} W_{red} + M_{rp}=0{,}4\, R_{bt,ser} W_{red} + k_w k_\mu k_s k_e R_{bs} A (r \pm e'_{op}), \qquad (4)$$

где e'_{op} — эксцентриситет усилия обжатия P: $e'_{op}=0$ при двустороннем увлажнении бетона стыка; $e'_{op}=0{,}1\,h$ при одностороннем увлажнении (h — высота сечения стыка); A — площадь бетона стыка в расчетном сечении.

Выводы

В самонапряженных петлевых стыках величина нахлестки петель влияет не только на работу стыков под нагрузкой, но и на самонапряжение бетона стыка, которое связано с процессом заанкеривания петель.

Оптимальной длиной нахлестки в изгибаемых стыках является такая, при которой длина прямолинейного участка по длине нахлестки петель $C=10d$.

Приведены формулы для расчета прочности и трещиностойкости стыков для определения требуемой величины самонапряжения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Подгорный И. Р. Скоростное строительство природоохранительных объектов из сборного железобетона // На стройках России. — 1984. — № 1. — С. 36—38.
2. Будюк В. Д., Литвер С. Л., Дех О. С. Самонапряженные стыки растянутых и изгибаемых элементов // Строительные конструкции // Тр. ин-та / ИСиА Госстроя БССР. — 1983. — С. 73—74.
3. Дех О. С. Некоторые вопросы технологии устройства самонапряженных стыков // Совершенствование технологии и расчета железобетонных конструкций // Тр. ин-та / НИИЖБ. — 1984. — С. 28—31.
4. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01-84) // Тр. ин-тов / НИИЖБ и ЦНИИпромзданий. — 1986. — 64 с.

На ВДНХ СССР

Комплексные пластифицирующие добавки

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» на межотраслевой выставке «Экономия материальных ресурсов в строительстве» представлена отработанная на предприятиях стройиндустрии Управления промпредприятий Главкрасноярскстроя новая технология получения и использования комплексных химических добавок МТС-I и ЩСПК на полуавтоматической установке.

Использование этих добавок для приготовления бетонных смесей позволяет снизить материалоемкость изделий и достичь экономии цемента. При введении МТС-I экономится 9% цемента, ЩСПК — 7%.

Применение этих добавок значительно повышает удобоукладываемость бетонной смеси и морозостойкость изготовляемых железобетонных конструкций.

За дополнительной информацией обращаться по адресу: 660021, Красноярск, ул. Ленина, 143. Управление промпредприятий.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.016.5:69.059.22:550.346

Л. Ш. КИЛИМНИК, Ю. С. КУЛЫГИН, кандидаты техн. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко)

Повреждения каркасов зданий и сооружений при Кайраккумском землетрясении

Анализу повреждений железобетонных каркасов при сильных землетрясениях посвящено достаточно много исследований в нашей стране и за рубежом [1...3]. При Кайраккумском землетрясении 13.10.1985 г. в зону интенсивных колебаний попало несколько десятков зданий промышленного, административного и социально-бытового назначения с каркасными железобетонными конструкциями разных лет постройки с антисейсмическими усилениями и без них.

Ниже приведены результаты обследования каркасных зданий различных конструктивных решений, расположенных в Кайраккуме на территории комбинатов коврового и хлебопродуктов, где интенсивность землетрясения составила не менее 8 баллов. Оценка производилась на основании анализа повреждений зданий типа А и Б по шкале MSK-64 и рекомендациям [4].

Основные результаты обследования каркасных зданий даны ниже.

1. Производственные корпуса (I очередь, 1957—1961 гг.), 1 этаж. Каркасные здания из сборного железобетона с шедовыми покрытиями, без антисейсмических мероприятий. Обрушение более 60 % покрытий с падением балок, надколонных стоек и плит покрытий.

2. Административно-бытовой корпус (1977—1980 гг.), 4 этажа. Каркасное здание из сборных типовых конструкций серии ИИС-20. Все средние колонны на 1-м и 2-м этажах и 3 колонны по наружным осям разрушены по наклонным сечениям с раздроблением бетона и обрывом хомутов. Повреждены на опорных участках два ригеля на этих же этажах.

3. Котельная (1976 г.), 1 этаж. Каркасное здание из сборного железобетона с навесными панелями. В колоннах волосные нормальные трещины толщиной 0,05...0,15 мм.

4. Производственный корпус (1978—1979 гг.), 1 этаж. Здание со сборными железобетонными колоннами и покрытием по перекрестным металлическим фермам. В колоннах нормальные трещины до 0,2...0,3 мм.

5. Склад готовой продукции (1962 г.), 3 этажа. Каркасное здание из монолитного железобетона. Разрушены и значительно повреждены более 50% колонн 1-го этажа и около 30 % колонн 2-го этажа.

6. Силосные корпуса № 1, 2 и 3 элеватора, $h=30$ м из монолитного железобетона с железобетонными колоннами подсилосного и надсилосного этажей. Отдельные колонны подсилосного этажа значительно повреждены и разрушены по наклонным сечениям со сквозными трещинами и раздроблением бетона нижних частей. Повреждения и разрушения приопорных участков колонн и узловых соединений каркаса надсилосного этажа.

7. Склад бестарного хранения муки (1962 г.), 6 этажей. Здание с неполным железобетонным каркасом и несущими кирпичными стенами. Трещины до 0,15...0,20 мм в узлах соединения колонн с ригелями и на приопорных участках отдельных элементов каркаса.

8. Котельная (1962 г.), 1 этаж. Здание со сборным железобетонным каркасом и самонесущими кирпичными стенами. В основании колонн нормальные трещины до 0,5...0,7 мм и вертикальные трещины вдоль углов колонн до 0,4...0,6 мм.

9. Склад готовой продукции рисоцеха (1963 г.), 1 этаж. Железобетонное каркасное здание с кирпичным заполнителем. В основании колонн нормальные трещины до 0,2...0,35 мм.

10. Здание ГРЭС (1978 г.), 4 этажа, каркасное, из конструкций ИИС-04. Нормальные трещины шириной до 0,15...0,20 мм в приопорных участках колонн и ригелей двух нижних этажей. В двух колоннах разрушение защитного слоя бетона без выпучивания продольной арматуры.

11. Здание ресторана (1978 г.), 2 этажа, каркасное, из монолитного железобетона. Нормальные трещины в основании некоторых колонн до 0,1...0,15 мм, в двух — до 0,3 мм.

В дальнейшем при ссылках для кратности указывается порядковый номер объекта. Следует сразу же отметить, что для зданий (1, 4, 8) направление наиболее интенсивных колебаний грунта совпадало с продольными осями, а для остальных — с поперечными. Расчетная сейсмичность зданий (2, 3, 4, 5, 6, 10, 11) — 8 баллов.

Анализ состояния после землетрясения показывает, что многие из зданий с антисейсмическими усилениями получили значительные повреждения несущих и ограждающих конструкций, а здание (1) обрушилось.

Обследованиями установлены характер и степень повреждения различных элементов конструкций. Элементы железобетонного каркаса, главным образом колонны, а также узловые соединения каркаса получили значительные повреждения 3-й и 4-й степени (1, 2, 5, 6, 7, 9). Серьезно повреждены ограждающие конструкции в виде самонесущих кирпичных стен (8), навесных железобетонных панелей и узлов их крепления (2, 3). Внутренние перегородки из штучных каменных материалов — кирпичных, гипсобетонных и др. (1...11) получили повреждения 3-й, а отдельные — 4-й степени. Элементы кирпичного заполнителя каркасов (5, 6, 9) имели повреждения 2-й и 3-й степени. Колонны с уменьшенной свободной длиной из-за примыкания к ним элементов ограждения, перегородок или диафрагм (4, 6) получили повреждения 3-й и 4-й степени. Значительные повреждения получили несущие стены (3-я степень), а незначительные — элементы и узлы каркаса в зданиях с неполным каркасом (7).

Анализ показывает, что при интенсивности сейсмического воздействия, не превышавшей для многих объектов расчетных 8 баллов, несущие конструкции многоэтажных каркасных зданий и сооружений с антисейсмическими усилениями (2, 5, 6), в том числе современных (2) по типовым проектам серии ИИС-20, получили значительные повреждения, которые соответствуют 3-й и 4-й степени зданий типа В по шкале MSK-64. Степень повреждения ограждающих конструкций и перегородок также достаточна высока: многих — 3-я, отдельных — 4-я.

Наиболее характерным повреждением каркасов многоэтажных зданий и сооружений (2, 5, 6) является разрушение верхних и нижних приопорных участков колонн по наклонным сечениям от преобладающего влияния поперечных сил с образованием односторонних или перекрестных трещин (в том числе сквозных) шириной раскрытия от нескольких мил-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Рис. 1. Разрушение по наклонным сечениям железобетонных колонн административно-бытового корпуса

лиметров до нескольких сантиметров, пересекающих всю грань колонны. При этом наблюдается как взаимное боковое смещение на 5...7 см частей разрушенной колонны, так и сдвиги вдоль критической наклонной трещины с разрушением сжатой зоны и защитного слоя бетона, выпучиванием продольной и разрывом поперечной арматуры (2, 5) (рис. 1). Аналогичный характер разрушения описан при экспериментальном исследовании [5, 6] прочности железобетонных колонн по наклонным сечениям при воздействии знакопеременных пульсационных нагрузок.

Отмечены также повреждения и разрушения приопорных участков колонн многоэтажных каркасов от продольных сжимающих усилий или совместного воздействия сжимающих и поперечных сил (рис. 2). В этом случае происходит практически полное разрушение бетона приопорной части колонны с разрывом хомутов или отрывом поперечных стержней от продольных в местах сварки и выпучиванием продольной арматуры по всем четырем граням колонны.

Железобетонные колонны одноэтажных зданий повреждались по нормальным сечениям от изгиба с образованием преимущественно нормальных трещин в их основании (3, 8). Обследованиями установлены также повреждения приопорных участков балок одноэтажных (рис. 3) и многоэтажных (рис. 4) каркасов, а также узловых соединений.

Отмеченные характерные повреждения железобетонных каркасов с указанием размеров трещин и других видов разрушений должны быть отражены в описательной части сейсмических шкал и методике анализа последствий землетрясений как отличительные признаки наступления физических предельных состояний конструкций при землетрясениях.

Уроки Кайраккумского землетрясения свидетельствуют о необходимости серьезной корректировки проектных решений производственных зданий с шатровыми покрытиями. Необходимо повысить их жесткость постановкой вертикальных связей по колоннам и по верху надколонных стоек, обеспечить восприятие распорных усилий в поперечном направлении, качественно крепить наклонные стропильные балки и обеспечить жесткость наклонных дисков покрытия.

Повреждения конструкций каркасов и других сооружений в эпицентре Кайраккумского землетрясения позволяют с достаточной уверенностью предположить, что сейсмическое воздействие характеризовалось узким спектром преобладающих частот, с ускорениями порядка $0{,}3 \ldots 0{,}4g$ в диапазоне $f = 4 \ldots 6$ Гц и резким их снижением за пределом диапазона. Большинство серьезно поврежденных объектов (цеха 1-й очереди и административно-бытовой корпус 2-й очереди коврового комбината, верх силосной башни мелькомбината, 3...5-этажные дома с несущими стенами из кирпичной кладки) имеют расчетные периоды собственных колебаний $T = 0{,}15 \ldots 0{,}25$ с, которые соответствуют диапазону преобладающих частот воздействия.

При достаточно большой продолжительности воздействия (до 30 с и более) хрупкие конструкции получили серьезные повреждения с относительными сдвигами до 10...15 см, а в некоторых случаях — 25 см (колонна 2-го этажа

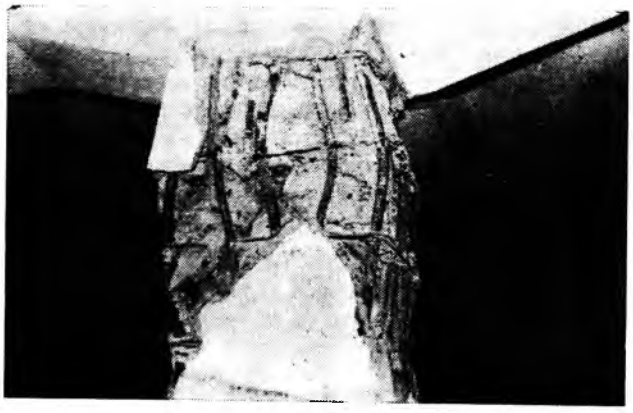


Рис. 2. Разрушение колонн склада готовой продукции при преимущественном действии сжимающей и поперечной сил

Рис. 3. Разрушение опорных частей балок шедового покрытия

Рис. 4. Повреждения опорных частей поперечных ригелей административно-бытового корпуса

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

мелькомбината). Как показал анализ других землетрясений в нашей стране и за рубежом [1], столь значительные подвижки проявляются при продолжительной фазе интенсивных колебаний и наличии интенсивной вертикальной компоненты колебаний грунта. Вероятность таких воздействий в эпицентре землетрясения с магнитудой 6,1 и глубиной очага около 15 км достаточно высока.

Таким образом, значительные повреждения получили многоэтажные каркасные здания с повышенной по разным причинам жесткостью, периоды собственных колебаний основного тона которых были близки к 0,2 ... 0,25 с, и здания жесткой конструктивной схемы с периодами колебаний 0,15 ... 0,25 с.

В гибких каркасных зданиях с периодом колебаний более 0,4 с (3, 4, 10, 11) повреждения были незначительными, обычно не выше 1-й степени. Большая степень повреждения железобетонных колонн здания (8) обусловлена влиянием массивных самонесущих кирпичных стен, горизонтальная нагрузка от которых в значительной мере передавалась на колонны каркаса.

Значительные повреждения и обрушения каркасных зданий и сооружений обусловлены большой интенсивностью воздействия, которая для некоторых зданий превосходила расчетную сейсмичность; значительным превышением фактическими сейсмическими нагрузками их расчетных значений, поскольку действительная жесткость конструкций была больше расчетной (2). Существовали отклонения от требований нормативных документов и неудачные конструктивные решения (1, 7); расчетные и конструктивные антисейсмические мероприятия в нормативных документах разных лет выпуска оказались недостаточными для обеспечения прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям (2, 5, 6); качество изготовления конструкций и строительно-монтажных работ было неудовлетворительным (1, 2, 5, 6, 7).

В этой связи следует подчеркнуть своевременность и актуальность введения в СНиП II-7-81 расчетных и конструктивных требований, направленных на повышение прочности железобетонных элементов, в том числе колонн по наклонным сечениям. Указанные рекомендации разработаны на основе работ ЦНИИСК и НИИЖБ [5, 6].

Вместе с тем значительные повреждения и разрушения элементов каркасов и особенно колонн свидетельствуют о том, что в современных нормах не учитывается влияние на несущую способность и деформационные характеристики каркасов ряда факторов. К таковым относится совместное воздействие на колонны знакопеременных поперечных и переменных (в том числе знакопеременных) продольных усилий, перераспределение усилий при сейсмических нагрузках, недостаточная прочность сварных соединений поперечной арматуры с продольной, интенсивное снижение сопротивления срезу коротких колонн с малыми отношениями l/h, учет действительных характеристик зон пластического деформирования, их протяженности, ориентации, размеров и т. п.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Поляков С. В. Последствия сильных землетрясений. — М.: Стройиздат, 1978. — 311 с.
2. Газлийские землетрясения 1976 г. Инженерный анализ последствий. — М.: Наука, 1982. — 160 с.
3. Килимник Л. Ш. Повреждения конструкций при сильных землетрясениях // Бетон и железобетон. — 1979. — № 6. — С. 11—13.
4. Методические рекомендации по инженерному анализу последствий землетрясений / ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: ВНИИИС Госстроя СССР, 1981. — 76 с.
5. Прочность колонн по наклонным сечениям при действии сейсмических нагрузок / С. В. Поляков, Ю. С. Кулыгин, В. А. Городецкий и др. // Бетон и железобетон. — 1979. — № 6. — С. 12—13.
6. К оценке прочности железобетонных колонн каркасных зданий при сейсмических нагрузках/С. В. Поляков, Ю. С. Кулыгин, И. З. Бацанадзе, А. С. Залесов // Бетон и железобетон. — 1982. — № 11. — С. 12—13.

На ВДНХ СССР

Отделочный состав

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» на действующей выставке «Новые строительные материалы, прогрессивные технологии и оборудование для изготовления. Энергосберегающие технологии» НИПИсиликатобетон представляет отделочный состав Сикра-I для покрытия ячеистобетонных панелей.

Состав предназначен для защитно-декоративной отделки фасадов зданий после их монтажа. Им можно отделывать резанные и фрезерованные поверхности ячеистых и плотных бетонов, оштукатуренные и асбоцементные поверхности и др.

Состав изготовляют на основе термопластичных полимеров. С его помощью можно получать отделочные покрытия широкой цветовой гаммы и различной фактуры, которые не имеют высолов в процессе эксплуатации и обладают водо- и трещиностойкостью, эластичностью, высокими морозостойкостью, стойкостью к атмосферным воздействиям и адгезией к основанию, достаточной паропроницаемостью. Он технологичен, характеризуется высокой кроющей способностью, его можно хранить и транспортировать при отрицательной температуре и использовать практически неограниченное время.

Применение нового отделочного состава позволяет снизить расходы на отделку 1 м² поверхности на 1,25...2,03 р. Ориентировочная стоимость состава Сикра-I 850 р/т. Предусматривается организовать его централизованное изготовление.

Плиты из песчаного бетона с покрытием Гранитекс

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» на выставке «Дальнейшее развитие индустриализации и повышение производительности труда в капитальном строительстве» КТБ Мосоргстройматериалы, ПО Мосспецжелезобетон демонстрируют изделия Гранитекс, представляющие собой прессованные плитки из песчаного бетона, защищенные с лицевой и боковых сторон защитно-декоративным полимерным слоем толщиной 3...5 мм.

Технология изготовления включает подготовку форм, приготовление и укладку полимерного слоя с вибрированием и вакуумированием, укладку плитки, ускоренное твердение полимерного слоя и съем готовых изделий. Благодаря использованию особо точных форм, отливаемых из кремнийорганического каучука по стандартной полированной модели, обеспечивается точная геометрия, высокое качество поверхностей изделий и их легкая распалубка. В настоящее время технологический процесс изготовления изделий в основном механизирован. Проектируется организация автоматизированной линии производительностью 60 тыс. м² изделий в год.

Плиты Гранитекс предназначены для устройства полов в промышленных, гражданских и административных зданиях с повышенными требованиями к износостойкости, химстойкости, истираемости, стойкости к механическим воздействиям.

По физико-механическим характеристикам изделия сопоставимы с гранитными плитами. По внешнему виду они могут имитировать зернистые структуры шлифованных изделий из плотных горных пород (гранит, базальт, лабрадорит) различного цвета.

Производство плит Гранитекс впервые организовано на заводе ЖБИ № 7 ПО Мосспецжелезобетон в 1985 г. (109432, Москва, Южнопортовая ул., 21).

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327

В. В. ЖУКОВ, д-р техн. наук, проф., В. И. ШЕВЧЕНКО, канд. техн. наук,
И. Ф. БАЛЕНКО, инж. (НИИЖБ)

Свойства бетона с шунгитовыми заполнителями при нормальных и высоких температурах

В Карелии имеются относительно большие запасы шунгитовых пород (примерно 500 млн. м³), которые можно использовать для изготовления бетонных и железобетонных конструкций. В связи с этим актуальны и имеют большое практическое значение исследования физико-механических свойств бетона с шунгитовым заполнителем. Необходимы данные о свойствах бетона не только при температурах эксплуатации, но и при высоких температурах для оценки их огнестойкости.

В качестве крупного и мелкого заполнителя был использован шунгит Зажогинского карьера одноименного месторождения Карелии. Средний химический его состав по массе, %: SiO_2 — 62,3; TiO_2 — 0,20; Al_2O_3 — 3,72; FeO — 0,56; MgO — 0,53; CaO — 0,15; Na_2O — 0,1; K_2O — 1,5; потери при прокаливании — 30,9; в том числе С — 28,1. Силикатная часть шунгита состоит из 85% кварца и 15% алюмосиликатов (слюда, полевой шпат). Углерод и силикатная составляющая находятся в тонкодисперсном состоянии, равномерно распределены по объему заполнителя.

Для приготовления бетона применяли дробленый шунгитовый песок фракции 0...5 мм, щебень фракции 5...20 мм. Плотность песка в сухом рыхлонасыпном состоянии 1,21 кг/л. Частные остатки, %, на сите 2,5 мм — 22,4; 1,25 мм — 22; 0,63 мм — 20,5; 0,315 мм — 13,5; 0,14 мм — 11, прошло через сито 0,14 мм — 10,6%. Модуль крупности 3. Плотность щебня в сухом рыхлонасыпном состоянии 1,153 кг/л. Полные остатки, %, на сите 20 мм — 4,7; 10 мм — 66,4; 5 мм — 95,4. Щебень фракции 5...20 мм содержит 46% зерен пластинчатой и игловатой формы. По результатам испытаний на дробимость при сжатии в цилиндре диаметром 150 мм щебень имеет марку 1000. Был использован портландцемент марки 400 Воскресенского завода.

Таблица 1

Расход материалов на 1 м³ бетонной смеси (Ц : П : Щ : В)	Осадка конуса, см (жесткость, с)	Кубиковая прочность бетона, МПа
1 : 1,21 : 2,07 : 0,46	0(1)	26/36,1
1 : 1 : 2,31 : 0,67	0(12)	21,7/34,1
1 : 1,1 : 2,54 : 0,63	0(15)	18,7/27,3
1 : 1,2 : 2,8 : 0,63	0(32)	19,5/27,8
1 : 0,98 : 2,29 : 0,73	4,6	—/38,3
1 : 0,63 : 1,46 : 0,54	6	—/47,6

Примечание. Перед чертой — прочность после тепловлажностной обработки; после черты — то же, после нормального твердения в течение 28 сут.

Прочность шунгитобетона (табл. 1) зависит от его состава, расхода цемента и $B/Ц$, условий твердения. Прочность после тепловлажностной обработки в среднем на 31,5% меньше прочности бетона нормального твердения в возрасте 28 сут. Средняя плотность находилась в пределах 2042...2147 кг/м³ в зависимости от расхода цемента и $B/Ц$.

В отличие от бетона с природным песком и гранитным заполнителем бетон с шунгитовым заполнителем для получения равной прочности требует более высокого расхода цемента (на 25...30%) вследствие содержания в щебне большого количества зерен пластинчатой и игловатой формы.

Были изучены физико-механические свойства шунгитобетона состава 1 : 0,98 : : 2,29 : 0,73. Определяли модуль упругости (E_b), прочность на растяжение при изгибе (R_{btn}), прочность при сжатии кубов с ребром 10 см (R), эффективную энергию разрушения бетона (G_{Ic}), критический коэффициент интенсивности напряжений (K_{Ic}), характеристику хрупкости (l_{cr}).

Эффективная энергия разрушения определялась по значению полной диаграммы деформирования (см. рисунок), полученной по методике[1].

Критический коэффициент интенсивности напряжений определяли по формуле

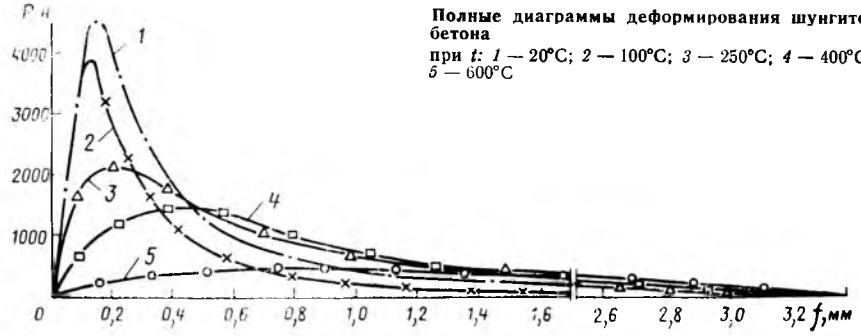
$$K_{Ic} = \sqrt{G_{Ic} E_b}. \qquad (1)$$

Характеристика хрупкости бетона как критическая длина равновесной трещины вычислялась по формуле

$$l_{cr} = \frac{E_b G_{Ic}}{R_{btn}^2}. \qquad (2)$$

При температуре 20°С прочность на растяжение при изгибе шунгитобетона по сравнению с аналогичной прочностью обычного бетона на портландцементе с кварцевым песком и гранитным заполнителем меньше на 47%, модуль упругости — на 29%, но энергия разрушения на 59% больше и трещиностойкость в 4 раза больше (табл. 2). Следовательно, при проектировании и строительстве конструкций из шунгитобетона необходимо учитывать его повышенную деформативность и более высокую трещиностойкость по сравнению с обычным бетоном. Последняя может характеризовать высокую термостойкость элементов из шунгитобетона.

При нагреве шунгитобетона до 100°С снижаются, %: модуль упругости — на 8, прочность на растяжение при изгибе — на 12, энергия разрушения — на



Полные диаграммы деформирования шунгитобетона при *t*: *1* — 20°С; *2* — 100°С; *3* — 250°С; *4* — 400°С; *5* — 600°С

[1] Шевченко В. И. Об оценке трещиностойкости бетона по параметрам полных диаграмм изгиба // Заводская лаборатория. — 1986. — № 3. — С. 64—66.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

Температура, °С	$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	R_{btn}, МПа	R, МПа	G_{1c}, Н/м	K_{1c}, МН/м$^{3/2}$	l_{cr}, см
20	26,4 (100) 37,2 (100)	3,1 (100) 5,8 (100)	38,4 (100) 40,5 (100)	194,8 (100) 122,2 (100)	2,4 (100) 2,7 (100)	53,5 (100) 13,5 (100)
100	24,2 (92) 35,1 (94)	2,7 (88) 4,7 (82)	38,3 (99,7) 50,0 (123)	137,3 (71) 128,4 (105)	1,8 (74) 2,2 (80)	45,5 (85) 20,4 (151)
250	9,7 (37) 30,0 (81)	1,5 (47) 3,2 (55)	32,6 (85) 56,3 (139)	208,3 (107) 101,3 (83)	1,4 (59) 1,7 (63)	89,8 (167) 29,6 (219)
400	7,6 (28) 16,0 (43)	1,0 (33) 2,2 (38)	27,6 (72) 46,9 (115)	181,6 (93) 90,5 (75)	1,0 (42) 1,3 (48)	138,0 (257) 29,9 (222)
600	7,0 (27) 13,0 (34)	0,3 (11) 0,8 (14)	15,0 (39) 26,9 (66)	104,2 (54) 58,4 (48)	0,8 (57) 0,4 (16)	810,0 (1514) 118 (874)

Примечание. Над чертой — шунгитобетон, под чертой — обычный бетон; в скобках — значения в %.

29, коэффициент интенсивности напряжений — на 19, характеристика хрупкости — на 17. Следовательно, снижая прочностные и деформативные характеристики в этом интервале температур, шунгитобетон становится несколько более хрупким.

При дальнейшем нагреве до 250°С шунгитобетон изменяет свойства почти так же, как обычный бетон. Разница только в резком изменении модуля упругости шунгитобетона (на 63%) при нагреве до 250°С. Возможно, при этой температуре изменяется структура заполнителя, что может оказать отрицательное влияние на пределы огнестойкости сжатых бетонных и железобетонных элементов, а также изгибаемых железобетонных конструкций, разрушающихся по бетону сжатой зоны.

При нагреве до температур 400 и 600°С шунгитобетон имеет большую энергию разрушения, критическая длина неравновесной трещины в нем соответственно на 35 и 640% больше, чем у обычного бетона. Это говорит о его повышенной трещиностойкости по сравнению с обычным бетоном на гранитном заполнителе в этом интервале температур.

Вывод

Полученные на основе полных диаграмм деформирования шунгитобетона нормального твердения данные по прочности, энергетическим и силовым параметрам, трещиностойкости, их изменению при воздействии температур 100, 250, 400 и 600°С позволяют запроектировать конструкции необходимой надежности, прогнозировать поведение конструкций из шунгитобетона при высокотемпературном воздействии (пожаре).

УДК 691.327:666.9-128

Л. Б. ГОЛЬДЕНБЕРГ, канд. техн. наук, С. Л. ОГАНЕСЯНЦ, инж.
(НИЛ ФХММ и ТП)

Масштабный фактор в мелкозернистых бетонах

Для испытаний образцов из мелкозернистого бетона на сжатие в соответствии с ГОСТ 10180—78 применяют образцы-кубы с ребром 70, 100, 150, 200 и 300 мм. В качестве базового принимают образец с ребром 150 мм. При использовании образцов иного размера следует вводить масштабные коэффициенты, минимальные значения которых даны в соответствующих нормативных документах. Допускается определять значения масштабного коэффициента экспериментально — для каждой марки и вида бетона, испытательной машины, комплекта форм, используемых для изготовления образцов небазового размера.

На практике это испытание очень тяжело и трудоемко, поэтому на предприятиях пользуются обычно нормативными масштабными коэффициентами, составляющими 0,95 при испытании кубов с ребром 100 мм и 0,85 — с ребром 70 мм. Фактическая прочность бетона при этом часто занижается. Применение действительных масштабных коэффициентов позволяет точно оценить прочность бетона и сократить расход цемента не менее чем на 50 кг/м^3.

В НИЛ ФХММ и ТП был проведен сбор материалов о масштабном эффекте в мелкозернистых бетонах. Было проанализировано 11 источников, в которых приведены результаты испытаний более 700 образцов. Эти работы были выполнены в 1963—1977 гг. в НИИЖБ [1,2], Военно-инженерной академии им. В. В. Куйбышева [3, 4, 5], МИСИ [6, 7], ВНИИЖелезобетоне [8], НИЛ ФХММ и ТП [9] и в других организациях [10, 11]. Результаты испытаний представлены в таблице. В большинстве этих работ в качестве базового образца был принят куб с ребром 200 мм, что соответствовало действующим до 1974 г. нормам. Нами полученные масштабные коэффициенты были привязаны к базовому образцу с ребром 150 мм.

Источник	Число образцов	Прочность бетона, МПа	Переводной коэффициент для кубов с ребром, мм		
			200	100	70
1	24	20—30	1,02	1,09	1,26**
2	64	25—30	1,05	0,92	0,90
3	66	25—30	—	0,99	0,98
	48	18—20*	—	0,93	0,89
4	—	—	0,96	1,00	—
5	—	—	0,90	—	1,00
6	57	20—30*	—	1,01	0,98
7	129	15—30	1,08	0,95	—
8	27	25—40	1,02	0,97	—
9	212	50—60*	1,00	1,01	1,00
	42	20—30*	—	1,06	—
10	48	15—20	—	1,00	0,99
11	—	30—40	—	0,98	0,97

* Твердение при пропаривании, в остальных случаях — нормальное твердение.
** При анализе снят

Обработка опытных данных показала, что средние значения масштабных коэффициентов для мелкозернистых бетонов близки к единице. Оценка масштабных коэффициентов по критерию Стьюдента подтвердила их достоверность при уровне значимости $\alpha = 0{,}05$. Как видно, полученные средние значения масштабных коэффициентов существенно выше нормативных.

Влияние различных факторов, связанных с подготовкой к испытаниям бетон-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ных образцов на сжатие, условно можно разделить на три группы: статистические, технологические и методические.

С позиций статистической теории хрупкого разрушения материалов, в том числе и бетонов, зависимость среднего предела прочности R от объема образца V можно представить в виде [12]:

$$R = R_0 \left[a - b \left(\frac{V_0}{V} \right)^{-1/\alpha} \right],$$

где R_0 и V_0 — предел прочности и объем стандартного образца; a, b, α — эмпирические коэффициенты.

Исходя из этого следует, что чем больше образец, тем выше вероятность появления в нем различных дефектов, снижающих прочность материала. К статистическим факторам, по-видимому, следует отнести влияние крупности заполнителя и соотношение между ребром образца и крупностью заполнителя.

Н. В. Свечин и Г. В. Сизов [1], исследуя зависимость масштабного коэффициента от соотношения размера ребра куба к диаметру зерна заполнителя, выявили, что с увеличением этого соотношения масштабный коэффициент увеличивается.

М. М. Холмянский [13], анализируя процесс разрушения хрупких материалов, определил, что размер структурной ячейки для мелкозернистого бетона равен 4...8 мм. В масштабах от нескольких сантиметров до нескольких десятков сантиметров в зависимости от градиента напряжений мелкозернистый бетон можно рассматривать как однородный материал.

К. Рао [14], рассматривая бетон как двухфазную систему, состоящую из матрицы (раствора) и включений (крупный заполнитель), считает, что размер ребра куба должен в 8 раз превышать диаметр зерна заполнителя. В этом случае материал можно рассматривать как однородный. Такая картина, по-видимому, характерна для куба из мелкозернистого бетона с размером ребра, в 10...20 раз превышающим диаметр крупной фракции песка.

Это свидетельствует о том, что мелкозернистые бетоны имеют повышенную однородность структуры. Размер дефектов структуры, вызывающих разрушение образца, достаточно невелик, а их число в образцах принятых размеров довольно большое, поэтому образец любого размера содержит в себе их полный набор.

Из технологических факторов наибольшее влияние на масштабный коэффициент оказывает подвижность и жесткость бетонной смеси, степень уплотнения бетона, условия твердения и др.

Для производства изделий из тяжелого крупнозернистого бетона применяют в основном подвижные или малоподвижные смеси. При этом возможно проявление седиментации под зернами крупного заполнителя. По мере увеличения размеров образцов вероятность появления седиментационных дефектов будет возрастать. У мелкозернистых вибропрессованных бетонов, формуемых в основном из жестких или особо жестких смесей, седиментация практически отсутствует.

Существенно влияет на прочность бетонов и масштабный коэффициент степень уплотнения бетонной смеси. Уплотнение образцов большего размера осуществляется труднее. В НИЛ ФХММ и ТП [9] испытывали образцы различного размера, изготовленные из особо жестких цементно-песчаных смесей. Коэффициент уплотнения в опытах поддерживали постоянным, равным 0,97. Опыты показали, что при одинаковом коэффициенте уплотнения прочность мелкозернистого бетона в образцах разного размера одинакова. Аналогичные результаты были получены во ВНИИФТРИ [15] при оценке влияния коэффициента уплотнения на прочность тяжелого крупнозернистого бетона.

Исследования, выполненные Б. Г. Скрамтаевым и И. А. Якуб [3], показали, что условия твердения мелкозернистого бетона влияют на масштабный коэффициент (см. таблицу). Если для бетона нормального твердения $R_{15}/R_7 = 0{,}98$, то для пропаренного бетона это отношение составляет 0,89.

Однако в работах, выполненных во ВНИИФТРИ [15], достаточно убедительно показано, что при тепловлажностной обработке структура бетона нарушается, особенно сильно это проявляется у образцов меньшего размера. При соответствующем подборе режима ТВО деструкцию бетона можно исключить, тогда масштабный коэффициент приближается в единице.

К методическим факторам относятся такие, как центрирование образцов, проявление эффекта обоймы, жесткость опорных плит пресса и др.

При испытании образцов небольшого размера их центрирование по геометрической оси осуществить труднее. Кроме того, физическая ось образцов не всегда совпадает с геометрической. Могут не совпадать силовая и геометрическая оси пресса. В этом случае образцы испытывают на внецентренное сжатие. Прочность бетона в образце малого размера меньше, чем большего.

Проявление эффекта обоймы в значительной мере связано с конструкцией пресса и жесткостью его опорных плит. В работах [2, 4, 10, 16] четко обосновано, что при достаточной жесткости опорных плит пресса, когда их толщина равна не менее половины ребра образца, эффект обоймы будет минимальным. Кубиковая прочность в этом случае не зависит от размеров образца.

Таким образом, обработка многочисленных опытных данных по испытанию образцов различного размера из мелкозернистого бетона показала, что значение масштабного коэффициента практически равно единице. Анализ причин проявления масштабного эффекта в мелкозернистых бетонах подтверждает это. В ГОСТ 10180—78 по мере накопления опытных данных рекомендуется ввести дополнение о масштабном коэффициенте для мелкозернистых бетонов. На заводах ЖБИ следует определять масштабный коэффициент опытным путем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Свечин Н. В., Сизов Г. В. Некоторые вопросы определения прочности бетонов // Совершенствование методов исследований цементного камня, раствора и бетона. — М.: Стройиздат, 1968. — С. 189—200.
2. Френкель И. М., Дмитриев А. С. Прочность бетона контрольных образцов в зависимости от толщины опорных плит // Методика испытания бетонных образцов на сжатие. — М.: Госстройиздат, 1963. — С. 13—16.
3. Скрамтаев Б. Г., Якуб И. А. Проверка влияния размеров образцов из цементных и силикатных растворов на их прочность // Методика испытания бетонных образцов на сжатие. — М.: Госстройиздат, 1963. — С. 4—8.
4. Скрамтаев Б. Г., Баженов Ю. М., Шубенкин П. Ф. Влияние условий испытаний на кубиковую прочность бетона и раствора // Методика испытания бетонных образцов на сжатие. — М.: Госстройиздат, 1963. — С. 8—13.
5. Баженов Ю. М. Высокопрочный мелкозернистый бетон для армоцементных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1963. — 129 с.
6. Волженский А. В., Гольденберг Л. Б. Технология и свойства золопесчаных бетонов: Обзор ВНИИЭСМ. — М., 1979. — 39 с.
7. Трифонов И. А., Кузнецов В. С. Некоторые особенности физико-механических свойств мелкозернистых бетонов // Реф. инф. Сер. Строительные материалы и конструкции. — М.: ЦИНИС, 1977. — Вып. 5. — С. 3—8.
8. Гордон С. С., Сорокер В. И. Нужно ли приводить прочность бетонных образцов разных размеров к прочности эталонных // Изв. вузов. Строительство и архитектура. — 1962. — № 2. — С. 151—156.
9. Уточнение переводных коэффициентов при испытании образцов-кубов из песчаного бетона / И. Н. Ушакова, С. Л. Оганесянц, Р. П. Назарова и М. С. Спасов // Промышленность строительных материалов г. Москвы. — 1977. — № 1. — С. 23—24.
10. Квирикадзе О. П. Влияние размеров образцов-кубов на прочностные характеристики бетонов. — Тбилиси: Сабчота сакартвело, 1974. — 52 с.
11. Мишутин В. А. Исследование судостроительных бетонов. — Л.: Судостроение, 1967. — 179 с.
12. Баженов Ю. М., Комар А. Г. Технология бетонных и железобетонных изделий. — М.: Стройиздат, 1984. — 671 с.
13. Холмянский М. М. Характеристика бетона как конструкционного материала // Тр. ВНИИЖелезобетона. — 1978. — Вып. 23. — С. 183—200.
14. Pao K. Effect of aggregat size of the minimum size of test specimen//The International Journal of ciment Composites. —1979. —V. 1. —№4. —P. 177—180.
15. Кроль И. С., Красновский Р. О., Марков А. И. О причинах масштабного эффекта при сжатии // Изв. вузов. Строительство и архитектура. — 1975. — № 5. — С. 155—159.
16. Свечин Н. В. О природе переводных коэффициентов // Бетон и железобетон. — 1976. — № 10. — С. 41—43.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327:539.4

В. А. РАХМАНОВ, Е. Л. РОЗОВСКИЙ, кандидаты техн. наук, И. А. ЦУПКОВ, инж. (ВНИИжелезобетон)

Влияние динамического воздействия на прочностные и деформативные свойства тяжелого бетона

Известно, что скорость нагружения существенно влияет на характеристики бетона и поведение железобетонных конструкций.

Однако закономерности этого влияния изучены недостаточно, результаты различных исследований значительно расходятся, а иногда противоречат друг другу. В ряде случаев это объясняется влиянием методики испытаний [1], в других — влиянием исходного состава, технологии изготовления, возраста и условий твердения бетона [2]. В большинстве опубликованных работ эти вопросы при оценке результатов испытаний как правило в комплексе не рассматриваются.

В отраслевой проблемной лаборатории технологического обеспечения динамической прочности и долговечности железобетонных конструкций ВНИИжелезобетона ведутся динамические испытания с целью создания бетонов с заданными свойствами и определения рациональной области их применения. Ниже приведены результаты исследования влияния скорости сжатия на свойства наиболее широко применяющегося тяжелого бетона средней прочности.

Испытания проводили в соответствии с разработанными рекомендациями [3] на сервогидравлических испытательных системах фирм «МТС» (США) и «Шенк» (ФРГ) в управляемом режиме постоянной скорости перемещения активной опоры $V_s = \text{const}$ с нулевой начальной скоростью нагружения (импульсивное нагружение). Выбор такого режима обеспечивает даже при центральном сжатии получение некоторого участка нисходящей ветви диаграммы «$\sigma - \varepsilon$», что, в частности, повышает достоверность определения призменной прочности $R_в$ и соответствующих ей предельных деформаций укорочения $\varepsilon_{b.u}$ бетона.

Скорость деформирования бетона V_s в опытах изменяли в среднем от 0,01 мм/с (статическая) до 100 мм/с. Соответствующий диапазон изменения средней скорости деформации V_ε и среднего времени нагружения до $R_в$ составляли $2 \cdot 10^{-5} ... 2 \cdot 10^{-1}$ 1/с и $10^2 ... 1{,}2 \cdot 10^{-2}$ с. С учетом призменной прочности и времени нагружения средняя скорость напряжений изменялась в диапазоне $3{,}5 \cdot 10^{-1} ... 10^3$ МПа/с.

Шифр партии	Возраст бетона, мес	Расход на 1 м³, кг: цемент	песок	щебень	В/Ц	Призменная прочность, МПа
24	1	350	620	1160	0,49	23,39
33	1	350	620	1160	0,49	18,32
17-1	2,5	350	620	1160	0,49	30,23
22	7	350	620	1160	0,49	23,24
17-2	12	350	620	1160	0,49	29,13
7	6,5	350	620	1160	0,49	38,40
11	30	370	731	1463	0,45	38,40
35-1	1	280	731	1140	0,47	29,05
35-2	1	280	731	1140	0,55	21,49
35-3	1	280	731	1140	0,70	16,09

Примечание. Условие твердения всех партий, кроме 35 (1, 2, 3) — пропаривание, партий 35 — нормальное.

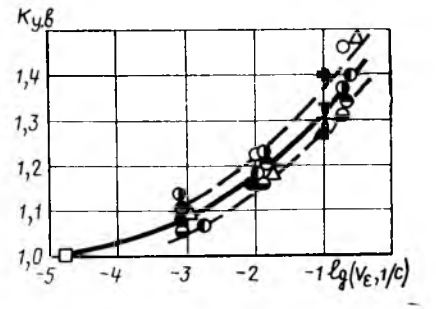


Рис. 1. Зависимость коэффициента динамического упрочнения бетона от скорости деформации

партии: ○ — 24; ● — 33; ◒ — 17—1; △ — 22; ◓ — 17—2 — ; ◑ — 11; ◐ — 7; ▲ — 35—1; ▽ — 35—2; ▼ — 35—3; ———— — усредненная кривая $K_{у.б} = 1{,}501 + 0{,}197\, lgV_\varepsilon + 0{,}0193\, lg^2V_\varepsilon$; — — — — доверительный интервал при вероятности 0,95

По динамичности нагружения опыты относятся к скоростным испытаниям с отсутствием волновых и инерционных эффектов в образце (квазистатика), соответствующим значительной области динамических воздействий, встречающихся при эксплуатации гражданских и специальных сооружений.

При испытаниях в масштабе реального времени регистрировали изменение нагрузки и перемещения, продольных и поперечных деформаций. Деформации измеряли тензометрическим методом на базе 50 мм. Погрешность определения $R_в$ и $\varepsilon_{в.u}$ в опытах в указанном диапазоне скоростей деформации не превышала 6%.

Обработка информации с использованием полуавтоматического устройства на базе ЭВМ СМ-4 [4] обеспечивала получение по результатам испытаний образцов диаграмм продольного и поперечного деформирования, а также зависимостей модуля деформации, коэффициента поперечных деформаций и других характеристик бетона от уровня напряжений.

Исследования проводили на образцах размером 70×70×280 мм, изготовленных на портландцементе марки 400, известняковом щебне фракции 5...10 мм и речном песке модулем крупности 1,67... ...1,87. Основные данные по образцам приведены в таблице. Влияние скорости нагружения оценивали по изменению соответствующих характеристик бетона по сравнению с их значениями при минимальной (статической) скорости нагружения.

Наибольший практический интерес представляют данные по влиянию скорости деформации на призменную прочность, предельные деформации укорочения и модуль упругости бетона, поскольку указанные характеристики прямо или косвенно учитываются при динамическом расчете железобетонных конструкций по СНиП II-11-77*.

Обработка полученных результатов показала, что коэффициент вариации $R_в$ не превышает 10%, в то время как рассеяние $\varepsilon_{в.u}$ примерно в 1,5 раза выше. При этом зависимости разброса значений $R_в$ и $\varepsilon_{в.u}$ от скорости воздействия не обнаружено.

Данные по влиянию скорости деформации на коэффициент динамического упрочнения $k_{у.б} = R_b^д / R_b^{ст}$ и коэффициент изменения деформаций $k_\varepsilon = \varepsilon_{b.u}^д / \varepsilon_{b.u}^{ст}$ бетона различного возраста, условий твердения и хранения приведены на рис. 1 и 2. Каждая точка на рисунках — результат испытаний 5...9 об-

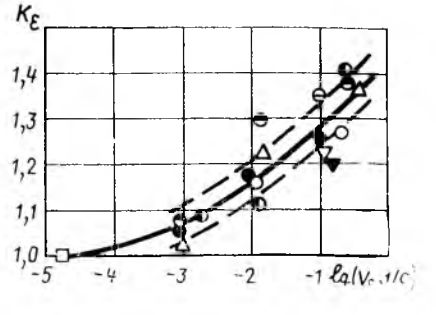


Рис. 2. Зависимость коэффициента изменения деформаций бетона от скорости деформации

обозначения на рис. 1; ———— усредненная кривая $K_\varepsilon = 1{,}447 + 0{,}172\, lgV_\varepsilon + 0{,}164\, lg^2V_\varepsilon$; — — — — доверительный интервал при вероятности 0,95

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

разцов-близнецов. Статистическая оценка показала, что с вероятностью 0,95 полученные значения $k_{y.б}$ и k_ε принадлежат к соответствующим единым совокупностям. Следовательно, для тяжелого бетона средней прочности значения $k_{y.б}$ и k_ε практически не зависят от возраста (при возрасте не менее 28 сут) и условий твердения и хранения.

При сопоставлении данных рис. 1 и 2 видно, что деформации бетона при $\sigma = R_в$ с ростом скорости воздействия увеличиваются практически пропорционально увеличению прочности. Так, при скорости деформации $V_\varepsilon = 2 \cdot 10^{-1}$ 1/с нижние границы значений $k_{y.б}$ и k_ε при обеспеченности 0,95 несколько превышают 1,3 и 1,28 соответственно. Это свидетельствует о недооценке в нормативных документах сопротивления тяжелого бетона динамическому нагружению. Например, в СНиП II-11-77* величина $k_{y.б}$ для предельного состояния 1а принята постоянной и равной 1,2, а увеличение динамических деформаций не учитывается.

Наши данные свидетельствуют об отсутствии статически значимого влияния скорости динамического воздействия на модуль деформации бетона при низких (рис. 3, *а*) и при высоких (рис. 3, *б*) уровнях напряжения. Это соответствует отмеченной выше закономерности возрастания деформаций бетона практически пропорционально его упрочнению.

Результаты испытаний не подтверждают высказанного в ряде публикаций мнения о том, что при динамическом нагружении деформации бетона уменьшаются либо остаются практически постоянными при заметном снижении доли неупругих деформаций. В наших опытах неупругие деформации бетона с увеличением скорости воздействия повышаются практически пропорционально коэффициенту изменения полных предельных деформаций укорочения. Из графика (рис. 4, *а*) видно, что доля неупругих деформаций бетона (коэффициент пластичности) не зависит от скорости деформации. Следовательно, в условиях квазистатического нагружения предельные деформации при динамическом осевом сжатии возрастают за счет увеличения упругих и неупругих деформаций бетона. При этом скорость деформации не влияет на соотношение упругих и пластических свойств бетона и, по-видимому, не должна сказываться также на способности его к пластическому перераспределению напряжений. Это, в свою очередь, позволяет предположить, что коэффициент полноты эпюры напряжений бетона сжатой зоны в изгибаемых и внецентренно сжатых конструкциях в указанном диапазоне скоростей

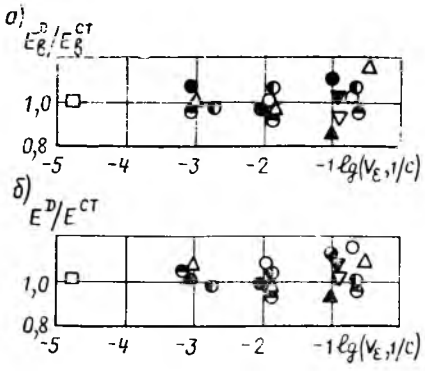


Рис. 3. Влияние скорости деформации на модуль деформации бетона при $\sigma = 0{,}3R_b$ (*а*) и $\sigma = R_b$ (*б*)
(см. обозначения на рис. 1)

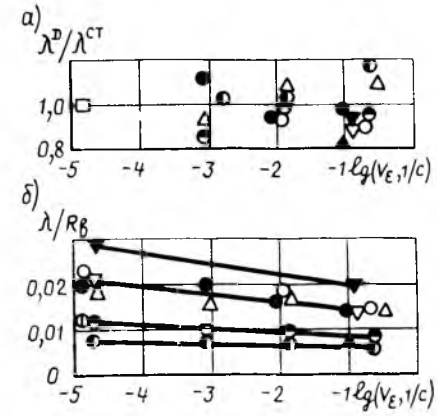


Рис. 4. Влияние скорости деформации на коэффициент пластичности (*а*) и удельную пластичность (*б*) бетона при $\sigma = R_b$
(см. обозначения на рис. 1)

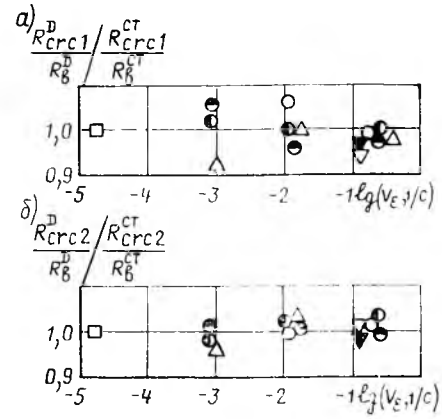


Рис. 5. Влияние скорости деформации на относительный уровень нижней (*а*) и верхней (*б*) границ микротрещинообразования в бетоне
(см. обозначения на рис. 1)

нагружения исследованных бетонов остается практически постоянным.

С ростом скорости воздействия (упрочнением) наблюдается некоторое снижение доли неупругих деформаций, приходящихся на единицу прочности бетона (удельная пластичность) (рис. 4, *б*). Аналогичная закономерность имеет место и при статических испытаниях бетона с ростом его прочности, например за счет снижения В/Ц. Однако в последнем случае при повышении прочности уменьшается и сам коэффициент пластичности [5], что не отмечается при динамическом упрочнении (см. рис. 4, *а*).

Результаты проведенных испытаний показывают, что скорость деформации не влияет на относительный уровень границ микротрещинообразования бетона (рис. 5). Следовательно, с ростом скорости воздействия абсолютные значения границ нижней R_{crc1} и верхней R_{crc2} повышаются практически пропорционально коэффициенту динамического упрочнения.

Таким образом, можно сделать предположение о подобии проявления упруго-пластических свойств и процесса накопления повреждений в исследованном бетоне при кратковременном статическом и динамическом нагружении.

Выводы

Относительное изменение сопротивления и деформаций при динамическом осевом сжатии (по сравнению со статическим) традиционного тяжелого бетона средней прочности при отсутствии волновых и инерционных эффектов существенно зависит от скорости деформации и практически не зависит от исходной прочности (от 16 до 40 МПа), возраста (от 1 до 30 мес), условий тепловлажностной обработки и хранения образцов.

Повышение динамических деформаций бетона происходит за счет увеличения упругих и неупругих его деформаций. При этом скорость воздействия не влияет существенно на соотношение упругих и пластических свойств бетона.

Учет выявленных динамических свойств бетона при расчете железобетонных конструкций обеспечит заметное снижение их материалоемкости и стоимости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тябликов Ю. Е., Рахманов В. А. Динамическое упрочнение бетона при различных условиях нагружения. — М.: ЦИНИС, 1969. — № 9. — С. 21—26.
2. Баженов Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. — М.: Стройиздат, 1970. — 272 с.
3. Рекомендации по методу динамических испытаний бетона. — М.: ВНИИжелезобетон, 1985. — 29 с.
4. Иваницкий В. И., Нефедов С. Н., Верховский М. С. и др. Построение устройства для ввода в ЭВМ графической информации на основе графопостроителя. — В сб. науч. тр.: Механизация и автоматизация технологических процессов в промышленности сборного железобетона. — М.: ВНИИжелезобетон, 1984. — С. 74—77.
5. Беликов Ю. Е., Русанова В. А. Влияние водоцементного отношения на свойства бетона. — В кн.: Сборные железобетонные конструкции из высокопрочного бетона. — М.: Стройиздат, 1976. — С. 28—43.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.01.46:539.4

Н. А. МАРКАРОВ, д-р техн. наук, проф., М. П. РЯБЦЕВА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Пути снижения передаточной прочности бетона в преднапряженных конструкциях

Многолетний опыт изготовления преднапряженных конструкций на заводах ЖБИ показывает, что в некоторых случаях фактические значения передаточной прочности бетона ниже проектных, а прочность бетона в 28-суточном возрасте часто превосходит проектный класс вследствие перерасхода цемента при подборе состава бетона, вызванного необходимостью получения высокого уровня передаточной прочности (70...80% класса) при нормируемом цикле изготовления. Если прочность бетона, равную 50% класса, можно получить достаточно рано (через 5...6 ч), то для достижения дополнительных 20...30% прочности требуется удлинение цикла тепловлажностной обработки в 1,5 раза и более.

Поэтому заводы ЖБИ, стремясь получить нормируемые уровни передаточной прочности в короткие сроки, идут на перерасход цемента, тем самым завышая и класс бетона. Например, в многопустотных панелях из бетона классов В15...В20 перерасход цемента значителен. С учетом этого, снижение передаточной прочности бетона для некоторых преднапряженных конструкций экономически целесообразно.

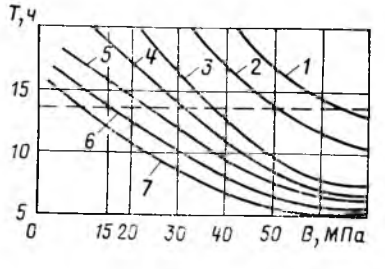
До последнего времени при проектировании обычно принимали один уровень передаточной прочности, руководствуясь в качестве критерия расходом арматуры. Такой подход, исключающий возможность снижения R_{bp}, нередко ставит заводы-изготовители преднапряженных конструкций в трудное положение, вынуждая увеличивать расход цемента.

В НИИЖБ разработаны новые критерии, которыми следует руководствоваться при назначении прочности бетона [1]. Они позволяют при варьировании значений передаточной прочности бетона, уже на этапе проектирования, избежать при изготовлении удлинения цикла ТВО, перерасхода энергии и цемента, увеличить оборачиваемость форм или стендов.

Класс бетона	Уровень передаточной прочности бетона от класса	$Ц_{max}$, кг/м³, при марке цемента				
		350	400	500	550	600
В15	≥0,7	290	265	245	Н	Н
В20	≥0,55	310	270	240	Н	Н
В25	≥0,65	П	350	325	Н	Н
В30	≥0,65	П	П	370	360	335
В35	≥0,65	П	П	415	400	350
≥В40	≥0,7	П	П	П	480	455

Примечание. П — перерасход цемента; Н — недопустимо использование.

Для установления передаточной прочности бетона производят перебор возможных комбинаций с варьированием $R_{bp} = (0{,}5...0{,}7)\,B$ по программе для ЭВМ, с целью выбора варианта конструкции, удовлетворяющего требованиям СНиП 2.03.01—84 по предельным состояниям, и на основе оценки расхода цемента и времени ТВО получить оптимальную передаточную прочность бетона. Перебор вариантов при проектировании новых конструкций начинают с минимальных значений R_{bp}, при которых не будет перерасхода цемента (см. таблицу). Если указанные уровни R_{bp} не удовлетворяют нормативным требованиям, можно увеличить уровень передаточной прочности или (на одну ступень) класс бетона без повышения расхода цемента или изменения характеристик и параметров конструкции при соблюдении условия σ_{bp}/R_{bp} предельных значений, предлагаемых СНиП.



Зависимость передаточной прочности бетона от продолжительности цикла ТВО и класса бетона

Уровень передаточной прочности бетона от класса: *1* — 0,8; *2* — 0,75; *3* — 0,7; *4* — 0,65; *5* — 0,6; *6* — 0,55; *7* — 0,5; — — — — нормируемый цикл (13 ч)

По рисунку можно установить время, за которое будет получена передаточная прочность бетона R_{bp}. Например, приняв $R_{bp}=0{,}5$ класса, для конструкций из бетона В30 достаточно ограничиться циклом ТВО 7...9 ч, но при $R_{bp}=0{,}6$ класса цикл пропаривания удлиняется до 12 ч; для конструкций из бетона класса В35 для тех же значений R_{bp} время ТВО может быть ограничено 6...8 ч, в то время как для получения $R_{bp}=0{,}7$ класса потребуется уже 15 ч.

В случае необходимости перерасчета действующих типовых конструкций, уже изготавливаемых на заводе ЖБИ, в которых класс бетона, армирование и геометрические параметры не могут быть изменены, также рекомендуется пользоваться таблицей, в которой приведены нормируемые расходы цемента по СНиП 5.01.23—83, необходимые для приготовления бетона соответствующего класса при разных уровнях передаточной прочности. При этом перерасчет данных конструкций на рекомендуемые уровни передаточной прочности без перерасхода цемента позволяет снизить R_{bp} при выполнении условий II группы предельных состояний. Если эти условия не удовлетворены, необходимо использовать время загружения преднапряженных конструкций φ_l, которое учитывается коэффициентом

$$\varphi_l = \frac{4\,t}{100+3\,t}.$$

При $t<100$ сут, принимая $\varphi_l<1$, снижаются расчетные потери напряжения от усадки и ползучести бетона, влияющие на характеристики в расчетах конструкций по II группе предельных состояний.

Пример. Передаточная прочность для фермы из бетона класса В25 равна 70%. Пользуясь таблицей, установим, что для данного класса бетона без пе-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

перерасхода цемента целесообразно, чтобы уровень R_{bp}/B не превышал 0,65 (при использовании цемента марки не ниже 400).

Из рисунка видно, что при $R_{bp}=0{,}65$ продолжительность ТВО составит 15... 16 ч, что близко к нормируемому циклу. В случае необходимости уменьшения цикла ТВО до нормируемого рекомендуется принимать $R_{bp}=0{,}6$.

Во всех случаях передаточную прочность R_{bp} назначают на основании расчета, но $\geqslant$ 11 МПа. В соответствии с ГОСТ 25192—82 (прил. 3) и [2], средняя прочность бетона при коэффициенте вариации $V=13{,}5\%$

$$R_{bp}=\frac{B}{0{,}098\ (1-1{,}64\,V)}=14\ \text{МПа}.$$

При использовании стержневой арматуры класса А-VI, арматурных канатов К-7 и К-19, а также проволочной арматуры без высаженных головок передаточную прочность принимают $\geqslant$15,5 МПа. Средняя прочность бетона при том же V равна 20 МПа. Передаточная прочность должна составлять $\geqslant$ 50% принятого класса бетона.

На основе проведенных в НИИЖБ многовариантных расчетов и разработанных рекомендаций на некоторых заводах ЖБИ предложено снизить передаточную прочность бетона: до 60% класса бетона в преднапряженных балках и ригелях пролетом 9 м вследствие использования имеющегося запаса по трещиностойкости и учета $\varphi_l=0{,}88$; в многопустотных панелях серии 1.141.1, вып. 63 из бетона класса В15 — с 80 до 70% класса, в плитах-оболочках КЖС размером 3×18 м — с 75 до 65% класса. При этом удалось сократить цикл ТВО на 6 ч. Особенно эффективно снижение продолжительности ТВО при двух- и трехсменной работе. Рекомендации по назначению R_{bp} позволили уменьшить расход цемента на 30 кг/м³.

Расчет показал, что в указанных конструкциях с оптимальной передаточной прочностью прогиб и ширина раскрытия трещин находятся в допустимых пределах.

Целесообразно применять пониженные уровни передаточной прочности бетона в первую очередь для преднапряженных конструкций, армированных стержневой арматурой до класса Ат-V, поскольку увеличение длины зоны передачи напряжения l_p в этом случае незначительно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Маркаров Н. А., Рябцева М. П. О возможности снижения передаточной прочности бетона преднапряженных конструкций // Бетон и железобетон. — 1980. — № 11. — С. 22.
2. Скубко В. М. О классах бетона по прочности на сжатие//Бюллетень строительной техники. — 1985. — № 6. — С. 15—16.

УДК 693.547.32

А. С. АРБЕНЬЕВ, д-р техн. наук, проф. (Владимирский политехнический ин-т)

Бетонирование с непрерывным электроразогревом смеси

Изготовление железобетонных изделий является наиболее энергоемким процессом, причем основной расход пара идет на термообработку, бетоном воспринимается всего 8...12%. Внесение тепла после укладки приводит к нарушениям структуры бетона, изделия приходится ремонтировать. Кроме того, из-за больших утечек пара разрушаются конструкции цехов, ухудшаются условия труда, осложняющиеся виброшумом и грохотом форм.

По заданию Минсевзапстроя СССР нами [1] разработана энергосберегающая малооперационная технология бетонирования изделий и конструкций, объединяющая ряд операций и исключающая пропарочные камеры и виброплощадки. Сущность ее — в непрерывной комплексной обработке смеси и стендовом выдерживании железобетонных изделий в малотеплоемкой бортоснастке. Коренное отличие — импульсный разогрев смеси вместо длительного прогрева бетона.

Электроразогрев смеси соединил в одно целое преимущества методов зимнего бетонирования: низкотемпературное затворение холодного бетона; высокие температуры электропрогрева и термосное выдерживание изделий. Такой прием быстро освоили строители Кузбасса [2], и уже в 1970 г. в стране с его помощью укладывали 1 млн. м³ бетона.

Затем на основе законов фундаментальных наук: действия масс, теплового расширения тел и направленного теплопотока — был создан метод ускорения твердения бетона. Разогревая смесь к началу схватывания, уплотняя ее в горячем состоянии и выдерживая бетон в обычной опалубке, через 1 сут получали бетон 70%-ной прочности. В Главновосибирскстрое до 40% всего бетона в зимнее время укладывали без какого-либо обогрева или утепления конструкций [3].

В настоящее время во Владимирском политехническом институте на основе электроразогрева смеси отрабатывается принципиально новая технология бетонирования [1]. В виброэлектрореакторе совмещены прием, подача, вибрация, прогрев и другие виды обработки смеси. Совмещение процессов во времени и пространстве привело к более полной гидратации цемента и более плотной структуре бетона с наименьшими энергетическими затратами. Теоретической основой этой технологии явились работы советских ученых А. С. Миронова, Б. А. Крылова, И. Н. Ахвердова, О. П. Мчедлова-Петросяна, Н. Б. Заседателева и др., развитые нами.

Благодаря применению умеренно подвижной смеси и затворению на заполнителях с невысокой температурой, как уже было отмечено, происходит более полная гидратация цемента, в результате чего достигается большая степень растворения силикатных фаз, образуются кристаллы с хорошо упорядоченной структурой. Интенсифицируются физико-химические реакции, так как

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

электротепловой импульс происходит в начале схватывания, в момент наибольшей концентрации реагирующих веществ, смесь непрерывно вибрируется, обнажая зерна цемента, после чего в закрытой трубе запариваются и появляются более совершенные новообразования.

Структура становится более плотной, поскольку при вибрировании расширившийся воздух легче вытесняется, а при остывании — сжимается, что вызывает самообжатие бетона. Бетон остывает постепенно ввиду малой аккумуляции тепла бортоснастки и возникновению теплоизолирующей паровоздушной прослойки на его поверхности, а также вследствие постоянного тепло- и влагопотока из горячих слоев наружу.

Из-за уменьшения теплопотерь увеличивается КПД процесса: тепло поступает на месте укладки бетона, вовнутрь и непрерывно, а при движении температура смеси выравнивается. Кроме этого, более равномерно по сравнению с цикличным электроразогревом смеси потребляется энергия.

Комплексная обработка смеси осуществляется в виброэлектрореакторе — закрытой трубе длиной 5,2 м, диаметром 300 мм с бункером, патрубком, затвором и вибраторами. Внутри трубы коаксиально вмонтированы трубчатые электроды, подключаемые к сети напряжением 380 В (рис. 1). Проходя через смесь, электрический ток превращается в тепло, равномерно разогревая ее до 60...90°С, чему способствует образующийся пар и вибромеханическое перемешивание. Расход энергии составляет 30...50 кВт·ч/м³, что в 3...5 раз меньше планового. Виброэлектрореактор массой 700 кг подвешивается к любому мобильному механизму.

Эта установка была изготовлена во Владимирском территориальном управлении строительства и продемонстрирована на трех заводах представителям других территориальных управлений министерства.

На заводе железобетонных конструкций треста Владстройконструкция первая установка смонтирована на бетоноукладчике типа СМЖ-166А (рис. 2) с использованием бетона класса В15, подвижность смеси 3...6 см. Производительность ее составила 4 м³/ч, потребляемая мощность 120 кВт. Для увеличения производительности в тресте № 1 на автоприцепе 1-Р-5 были смонтированы спаренные трубы.

На заводе крупнопанельного домостроения Владимирского домостроительного комбината труба подвешивалась к переставляемому каркасу. При использовании бетона того же класса В15

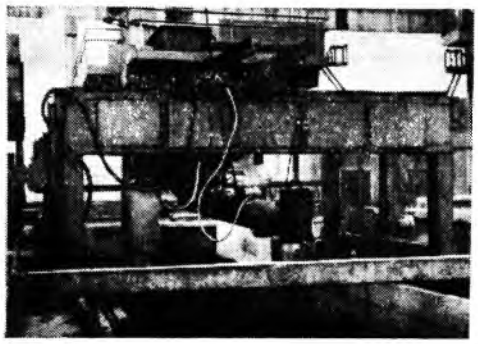


Рис. 1. Виброэлектрореактор на заводе КПД Владимирского домостроительного комбината

подвижностью 12...15 см производительность достигла 12 м³/ч, но потребляемая мощность возросла до 360 кВт. На комбинате подсобных предприятий треста Владимирпромстрой при использовании смеси подвижностью 6...10 см производительность составила 8 м³/ч при потребляемой мощности 240 кВт. Производительность виброэлектрореактора может быть любой в зависимости от наклона трубы и мощности электрической энергии. Силу тока на электродах можно регулировать тиристором типа РНТТ-330/600.

На установках изготовлено около 40 различных изделий и конструкций — ригели, панели, блоки, перемычки (в групповой опалубке). Бетонная смесь при укладке была однородной, удобоукладываемость практически не снижалась, электроды не обрастали бетоном. Хотя

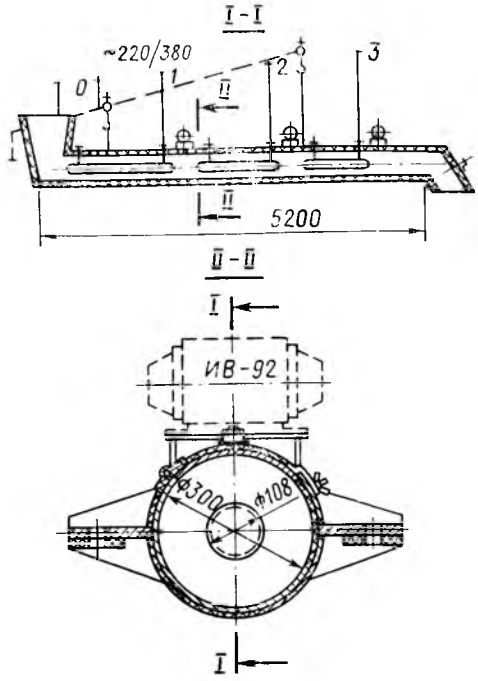


Рис. 2. Схема установки непрерывного электроразогрева смеси на Владимирском заводе ЖБК
0, 1, 2, 3 — фазы тока

не все формы смазывали и не все изделия вибрировали, поверхность их была качественной. Бетон в возрасте 1 сут приобретал 70...85% марочной прочности, в любом возрасте на 20% превышал прочность пропаренного бетона. Рентгеноструктурный анализ подтвердил высокую степень гидратации и плотную структуру бетона.

Намечены мероприятия по внедрению разработанной установки в производство. Проектируются технологические схемы бетонирования железобетонных изделий и конструкций — для каждого вида своя технологическая линия. Виброэлектрореактор позволяет исключить пропарочные камеры, виброплощадки и дополнительный кран. Изделия бетонируют на стенде в групповых бортоснастках, располагаемых вдоль цеха под бетоноукладчиком.

Бетон уплотняется катком или укладывается с применением суперпластификатора С-3. От влагопотерь изделия защищают распылением пленкообразующего вещества. Для немассивных изделий требуется пакетирование или уплотнение. Распалубливают их через 6...8 ч с выдерживанием до 1 сут на вагонетках. Ориентировочная сметная стоимость установки 2...3 тыс. р. Трудоемкость ее изготовления и монтажа 20...30 чел.-дн. Потребляемая мощность 240...360 кВт. Производительность 8...12 м³/ч.

Для организации изготовления железобетонных изделий по новой технологии необходимо создать оптимальные режимы обработки смеси каждого состава и подвижности, а также вида цемента и химических добавок, чтобы через 1 сут получить 70...90% марочной прочности; увязать виброэлектрореактор с конкретными условиями завода; отработать технологические схемы для каждого вида изделий; разработать специальные бортоснастки для стендового выдерживания изделий.

Предложенная технология бетонирования значительно удешевляет себестоимость сборного железобетона, повышает его качество и улучшает условия труда.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Изготовление железобетонных изделий с виброэлектроразогревом смеси в условиях полигона / В. А. Жилин, А. С. Арбеньев, А. А. Игнатьев и др. // Владимир: ЦНТИ, 1984. — Сер. 13. — № 3. — 1 с.
2. Арбеньев А. С. Бетонирование в зимних условиях с электроподогревом бетонной смеси. — М.: Стройиздат, 1963. — 35 с.
3. Арбеньев А. С. Технология бетонирования с электроразогревом смеси. — М.: Стройиздат, 1975. — 107 с.
4. Бетонирование с непрерывным виброэлектроразогревом смеси. — Владимир: ВПИ, 1975. — 128 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.328:666.9.015.45

О. Р. ГРИНБЕРГ, А. З. КАГНЕР, инженеры (Днепропетровский филиал института Укроргтяжстрой); М. П. ДАНИЛОВ, канд. техн. наук, И. Л. ВЕТВИЦКИЙ, инж. (Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

Реконструкция тоннельных камер для ТВО изделий продуктами сгорания природного газа

Известно, что при тепловлажностной обработке сборного железобетона коэффициент использования тепла не может превышать 25...28%. Это связано с теплотехническим несовершенством процесса (максимальный к. п. д. камер до 40%) и теплопотерями, которые составляют при выработке пара 10...20, при его транспортировании в паропроводах 10...15, при отводе конденсата 10 и на расширение при истечении пара из различных сопел — 5...10%.

Весьма перспективным для сборного железобетона является способ ТВО продуктами сгорания природного газа. Он позволяет совместить в единый комплекс теплогенерирующие и теплоиспользующие установки, что обеспечит уменьшение тепловых балансов предприятий на 20...25% путем исключения или снижения потерь, возникающих при использовании пара [1, 2].

В настоящее время тепловлажностная обработка изделий продуктами сгорания природного газа с использованием теплогенераторов, предложенных ВНПО Союзпромгаз, получает большее распространение на предприятиях строительной индустрии. Этому способствует снижение себестоимости изделий и повышение их качества при улучшении условий труда рабочих и эксплуатации оборудования.

При разработке проекта реконструкции тоннельных камер непрерывного действия Днепропетровского ДСК № 1, обеспечивающих ТВО продуктами сгорания природного газа, Днепропетровский филиал института Укроргтяжстрой учитывал опыт работы аналогичных камер на Полтавском и Альметьевском ДСК. Особое внимание уделяли повышению к. п. д. установки путем утилизации тепла.

Была предложена и разработана эффективная схема тепловлажностной обработки железобетонных изделий из керамзитобетона с объемной массой 1200 кг/м³ продуктами сгорания природного газа (см. рисунок). Тоннельная камера разделена на три зоны: I — зона предварительного нагрева и выдержки; II — зона активной ТВО; III — зона охлаждения. Они отделены друг от друга специальными лабиринтными уплотнениями. Два теплогенератора ТОК-1 устанавливают в специальном помещении над камерой.

Продукты сгорания от теплогенераторов подают непосредственно в зону II вентилятором, входящим в комплект теплогенератора. При этом организуется циркуляция продуктов сгорания по всей длине зоны.

Для более эффективной теплоотдачи от продуктов сгорания к прогреваемым изделиям предусматривается турбулизация потока в результате закручивания его в поперечном направлении при подаче в тоннельную камеру и путем установки дополнительных преград на пути движения по длине камеры в виде дверей.

В зоне III изделия охлаждают потоком воздуха, забираемого через торец камеры. Нагретый воздух по каналу, размещенному в конструкции покрытия камеры, рециркуляционным вентилятором подается в зону I для предварительного нагрева изделий. Отработанный воздух вытяжным вентилятором выбрасывается в атмосферу.

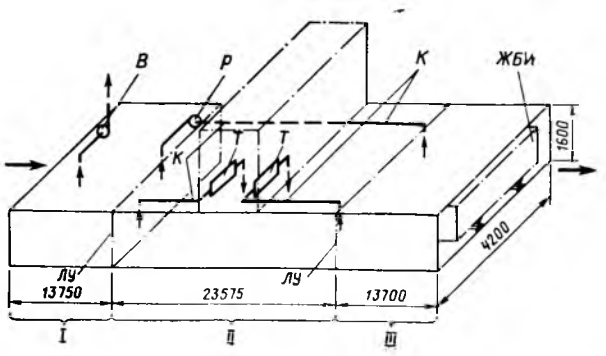


Схема ТВО изделий из керамзитобетона продуктами сгорания природного газа в тоннельной камере непрерывного действия

Т — теплогенератор; Р — рециркуляционный вентилятор; В — вытяжной вентилятор; К — каналы; ЛУ — лабиринтные уплотнения; ЖБИ — железобетонные изделия; I ... III — зоны

Технические показатели камеры

Число изделий в камере, шт.	17
Объем бетона в одном изделии, м³	2,5
Ритм продвижения формы, мин	44
Расход тепла на 1 м³ бетона, кВт·ч/м³	119
Расход газа, Нм³/ч	45
Экономия газа на 1 м³ бетонных изделий, Нм³/м³	19,7
Режим термообработки, ч	3,5+6+2,5

В настоящее время осуществляется реконструкция камер в соответствии с выполненным проектом. Годовой экономический эффект составит 62 тыс. р. при объеме выпуска 39,0 тыс. м³ сборного железобетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пинсон Э. Б. Тепловая обработка сборного железобетона продуктами сгорания природного газа // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 20—21.
2. Рахманов В. А. Научно-технический прогресс в области экономии энергоресурсов при производстве сборного железобетона // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 4—6.

На ВДНХ СССР

Производство безнапорных железобетонных труб

На выставке «Производство новых эффективных строительных материалов и конструкций с использованием ресурсосберегающих технологий» в объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР экспонировалась технологическая линия по производству безнапорных железобетонных труб, разработанная во ВНИИстройдормаше.

Линия для изготовления безнапорных железобетонных труб диаметрами 1000, 1200 и 1500 мм включает три специализированных поста. Обслуживают линию два бетоноукладчика. Бетонная смесь в них подается от автономного тракта, представляющего собой ленточный конвейер, попеременно загружающий бетоноукладчики. Один бетоноукладчик обслуживает два специализированных поста, на которых изготавливают трубы диаметром 1000 и 1200 мм, другой пост для труб диаметром 1500 мм.

Производительность линии 13000 м³; трудозатраты в промышленном производстве составляют 4,5 р/м³; расход электроэнергии 19,0 кВт/м³; пара 0,4 Гкал/м³; себестоимость труб 62,60 р/м³.

Экономический эффект заключается в улучшении качества труб, повышении производительности труда.

Линия по производству безнапорных труб внедрена на заводе железобетонных изделий № 15 ПО «Мосспецжелезобетон». Дополнительные материалы можно получить по адресу: 109383, Москва, ул. Иловайская, 6.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

С 1 января нынешнего года предприятия сборного железобетона работают в новых условиях хозяйствования. В связи с этим редакция журнала в рубрике «Вопросы экономики» будет больше внимания уделять работе предприятий в этих условиях.

В дальнейшем, по мере накопления опыта, редакция предполагает публикацию материалов по анализу деятельности предприятий в новых условиях хозяйствования и просит работников предприятий, министерств и ведомств, связанных с этой отраслью, направлять в редакцию журнала свои предложения.

УДК 69.002.2.003.13

А. В. БУЛЬБА, канд. экон. наук

Предприятия сборного железобетона в новых условиях хозяйствования

С 1 января 1987 г. производственные объединения и предприятия промышленности, включая предприятия сборного железобетона Минсевзапстроя СССР, Минюгстроя СССР, Минуралсибстроя СССР, Минвостокстроя СССР, Минтрансстроя СССР, Миннефтегазстроя СССР и Минмонтажспецстроя СССР переведены на новые условия хозяйствования.

Работа в этих условиях направлена на более полное удовлетворение потребностей народного хозяйства в целом и строительно-монтажных организаций в конструкциях и изделиях за счет постоянного совершенствования технического уровня предприятий, увеличения выпуска высокоэффективной продукции, снижения издержек производства. Внедрение в практику новых методов хозяйствования, проверенных в крупномасштабном экономическом эксперименте, создает реальные предпосылки для ускорения научно-технического прогресса и интенсификации производства путем улучшения планирования, усиления воздействия экономических рычагов и стимулов, совершенствования хозрасчетных отношений и организационной структуры управления, а также решения комплекса социальных проблем.

При переводе предприятий на новые условия хозяйствования их показатели, лимиты и экономические нормативы утверждаются в пятилетних и годовых планах экономического и социального развития объединений и предприятий, а также министерств в целом. Определяются принципы взаимоотношений с бюджетом, права и обязанности министерств, объединений и предприятий, а также методические рекомендации по формированию и использованию фондов заработной платы и экономического стимулирования, позволяющие перестраивать механизм хозяйствования.

В постановлении ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О мерах по совершенствованию хозяйственного механизма в строительстве» отмечается, что в основу взаимоотношений строительно-монтажных, транспортных и других организаций, промышленных предприятий, входящих в систему одного или различных министерств и ведомств, следует положить хозяйственные договоры, которые будут определять взаимные обязательства сторон и имущественную ответственность за их выполнение.

На строительные министерства возлагается разработка положений, определяющих взаимоотношения подведомственных строительно-монтажных организаций и предприятий, поставляющих им свою продукцию, в частности железобетонные конструкции и изделия. Очевидно, основной формой отношений сторон следует предусмотреть долгосрочные договоры, заключаемые на пятилетку.

Как свидетельствует практика, наличие длительных хозяйственных связей способствует упорядочению всей системы планирования, выполнению обязательств по поставкам и снижению взаимных нарушений договорных обязательств. Для стимулирования выполнения обязательств по заключенным договорам объем реализации продукции на предприятиях сборного железобетона, утверждаемый в годовых планах, стал одним из оценочных показателей с учетом выполнения обязательств по поставкам. Нужно резко изменить существовавшую до сих пор практику, которая позволяла выполненную, но не предусмотренную обязательствами и заданиями продукцию засчитывать в объем реализации. Дополнительные объемы реализованной продукции засчитывать в счет перевыполнения плана лишь после выполнения плановых заданий и обязательств.

Учитывая особенности предприятий сборного железобетона и их нацеленность на конечные результаты строительства, в систему оперативного планирования ввести показатель плана поставок заводских комплектов по принятым заказам и заключенным договорам. Он предусматривает число поставочных комплектов, конкретный перечень объектов, которые должны быть ими обеспечены, сроки поставки и качество продукции. Невыполнение одного из составляющих элементов плана следует рассматривать как невыполнение задания по этому показателю. Такая практика имеется в Главмосстрое, ее следует распространить на все заводы сборного железобетона.

Новые методы хозяйствования предполагают повышение самостоятельности предприятий, расширение их прав и рост эффективности производства. Ограничивается круг показателей планируемых и используемых для оценки производственно-хозяйственной деятельности и подведения итогов соцсоревнования. Для предприятий сборного железобетона рекомендованы следующие показатели: выполнение плановых заданий по объему реализации продукции с учетом обязательств по поставкам в соответствии с заключенными договорами и заказами, выполнение плана по внедрению новой техники, росту производительности труда и прибыли.

Для более полного учета работ по освоению новой техники, а также для повышения заинтересованности трудовых коллективов в своевременном их проведении предприятия включают в объем реализуемой продукции стоимость освоения новой техники, оплаченных за счет выделенных средств единого фонда развития науки и техники. Невыполнение предусмотренных планом заданий по освоению новой техники учитывается при оценке выполнения плана реализации продукции исходя из обязательств по поставкам в соответствии с заключенными договорами (заказами).

В новых условиях хозяйствования изменилась система формирования и использования фонда заработной платы, фондов экономического стимулирования: предусмотрен нормативный метод их формирования. В частности, на предприятиях сборного железобетона фонд заработной платы устанавливается исходя из плановых размеров, сложившихся в базовом году, и дополнительных отчислений по утвержденному нормативу за каждый процент прироста объема, измеренного по показателю нормативной чистой продукции. Министерствам предоставлено право устанавливать подведомственным предприятиям единые или дифференцированные нормативы.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

При условии полного выполнения обязательств по поставкам предприятиям разрешается перечислять экономию фонда заработной платы в фонд материального поощрения. Руководящим работникам по результатам производственно-хозяйственной деятельности за год и при выполнении этого показателя на 100% разрешается увеличивать премии на 15...20%.

Фондообразующим показателем фонда материального поощрения стала прибыль. В настоящее время в отрасли имеется значительное число низкорентабельных и планово-убыточных предприятий. Причинами такого положения, как правило, являются устаревшая техника и технология, отсутствие комплексной механизации производственных процессов, низкий коэффициент использования мощностей, недостаток квалифицированных кадров, изношенность основных фондов, что приводит к росту затрат на капитальный ремонт оборудования. Плановые показатели по статье материальных затрат часто бывают превышены из-за отдаленности источников сырья и при замене заполнителей керамзитовым гравием. В этих условиях предприятиям сборного железобетона необходима целенаправленная работа по резкому повышению рентабельности и снижению убыточности, а также повышение эффективности других сфер их деятельности. Совершенствование системы ценообразования остается одним из важнейших направлений повышения уровня рентабельности и ликвидации планово-убыточных предприятий.

В новых условиях хозяйствования министерствам предоставлено право предусматривать в пятилетних планах лимиты дотаций планово-убыточным и малорентабельным предприятиям и объединениям с прогрессивным их сокращением. Эти средства накапливаются в резервном фонде министерств.

Для усиления роста экономических рычагов и стимулов в расширении выпуска изделий высокого качества и обеспечения систематического обновления продукции установлены поощрительные надбавки к оптовым ценам на высокоэффективную продукцию производственно-технического назначения. Сумма надбавок в плане не учитывается, а оценка выполнения плана производится с их учетом. Сумму поощрительных надбавок, полученных от реализации новой высокоэффективной продукции и продукции со Знаком качества, рекомендуется оставлять в распоряжении предприятий в течение года, до 70% ее можно отчислять в фонд материального поощрения. В этой связи министерствам предложено уточнить с Госстроем СССР и Госстандартом СССР перечень продукции, подлежащей аттестации по категориям качества, с учетом особенностей ее производства и применения.

По новому ставится проблема технического перевооружения предприятий сборного железобетона. До перехода на новые условия хозяйствования в его осуществлении имелись трудности, поскольку средства, отчисляемые в фонд развития производства, и амортизационные отчисления на указанные цели являлись частью плана капитальных вложений и регулировались вышестоящей организацией. Кроме того, как показала практика, строительные министерства не устанавливали предприятиям и объединениям нормативы отчислений от прибыли в фонд развития производства или определяли их в крайне незначительных размерах. Фонды развития производства не обеспечивались в полном объеме материальными ресурсами и лимитами капитальных вложений значительная часть средств этих фондов направлялась на финансирование капитальных вложений, что противоречило их назначению.

В новых условиях фонд развития производства образуется по стабильным на пятилетие нормативам и становится основным источником финансирования затрат на техническое перевооружение. При недостаточности средств этого фонда банк может предоставлять кредиты объединениям, предприятиям в пределах плана долгосрочного кредитования на плановые затраты, связанные с техническим перевооружением и реконструкцией, при условии окупаемости в пределах среднеотраслевых нормативов. Погашение кредита банка осуществляется за счет средств фонда развития производства.

Проектно-сметная документация и титульные списки на техническое перевооружение, осуществляемое за счет средств фонда развития производства и кредитов банка, разрабатываются объединениями и предприятиями самостоятельно и утверждаются их руководителями. При сметной стоимости их 2,5 млн. р. и более министерства рассматривают планы технического перевооружения, оценивают их качество, эффективность, своевременность и возможность их осуществления в намеченные сроки, а также соответствие предусмотренных в них заданий общему направлению развития промышленности и принимают соответствующее решение.

Фонд социально-культурных мероприятий и жилищного строительства в новых условиях хозяйствования теснейшим образом связан с ростом производительности труда: за каждый процент его прироста, исчисленный нарастающим итогом, устанавливается 4% прироста фонда. Трудовым коллективам рекомендуется не менее 50% средств этого фонда направлять на строительство жилых домов и других объектов социального назначения.

Средства фонда развития производства, социально-культурных мероприятий и жилищного строительства, направляемые предприятием и объединением на капитальное строительство, в полном объеме учитываются министерством в проекте плана капитальных вложений и в первоочередном порядке обеспечиваются лимитами подрядных и проектно-изыскательских работ с учетом работ, выполняемых хозяйственным способом.

В новых условиях хозяйствования предприятиям разрешается: образовывать финансовые резервы за счет прибыли, остающейся в их распоряжении, в размере до 5% норматива собственных оборотных средств; не осуществлять резервирования премий, предусмотренного ранее действовавшими нормативными документами.

За счет части амортизационных отчислений, предназначенных для капитального ремонта, осуществлять дополнительные затраты на техническое перевооружение основных фондов. Предоставляются широкие возможности в использовании фонда заработной платы и фонда материального поощрения, образованным по утвержденным нормативам в усилении стимулирующей роли премий, надбавок, доплат, повышении зависимости их размеров от конечных результатов труда работников.

С согласия трудовых коллективов руководителям предприятий и объединений разрешается часть средств фонда материального поощрения направлять в фонд социально-культурных мероприятий, строительства жилья и объектов социального назначения. Часть средств фондов развития производства, материального поощрения и социально-культурных мероприятий и жилищного строительства передавать предприятиям-смежникам, строительным и научно-исследовательским организациям для решения сложных технических проблем, а также для ускоренного выполнения работ по техническому перевооружению в условиях действующего производства.

Все это следует рассматривать как важный этап в подготовке к переходу предприятий на полный хозрасчет и самофинансирование. Наибольшего эффекта следует ожидать при совместном переходе на такую систему всех участников строительного комплекса.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 69.002.2.004.68

Н. В. ШВЕЙКО, канд. экон. наук, Т. Н. МИТЯЕВА, инж.

Эффективность реконструкции предприятий сборного железобетона

Перестройка системы хозяйствования с ориентацией на интенсификацию производства диктует необходимость улучшения планирования развития науки и техники, совершенствования методов определения экономической эффективности капитальных вложений, направляемых в промышленность сборного железобетона.

В последнее десятилетие рост выпуска продукции промышленности сборного железобетона не сопровождается улучшением технико-экономических показателей. Так, рост фондовооруженности предприятий отрасли составил около 40%, механовооруженности — 30%, а средняя годовая выработка на одного рабочего за этот период возросла только на 2,5% и достигла 220 м³. В то же время на передовых предприятиях выработка на одного рабочего превышает 300 м³ в год, что свидетельствует о наличии неиспользованных резервов.

В стране действует свыше 24 тыс. технологических линий средней производительностью около 6 тыс. м³. Среди них 10 тыс. поточно-агрегатных, около 6 тыс. кассетных, 8 тыс. стендовых установок и менее 1 тыс. конвейерных линий и прокатных станов. Промышленность сборного железобетона базируется в основном на поточно-агрегатных линиях, которые выпускают более 50% всех изделий и конструкций, а объем продукции, производимой высокомеханизированными конвейерными линиями, не превышает 10%.

Преобладание поточно-агрегатной схемы вызвано ее универсальностью и гибкостью: при низком уровне специализации предприятий сборного железобетона она позволяет наиболее эффективно изготавливать изделия широкой номенклатуры относительно небольшими партиями. Однако сейчас эта схема не удовлетворяет требованиям повышения уровня механизации и автоматизации производственных процессов. В наибольшей степени создает основу для этого конвейерная технология.

В последние годы созданы и начали получать распространение высокомеханизированные и автоматизированные линии второго поколения (кассетно-конвейерные линии и целый ряд высокопроизводительных конвейеров для выпуска различных изделий). Однако такие линии дороги, их внедрение, как правило, экономически целесообразно при производительности не менее 20 тыс. м³ в год, тогда как в настоящее время средняя производительность действующих конвейеров значительно ниже. Поэтому конвейеризация производства должна осуществляться одновременно с концентрацией и специализацией предприятий.

Небольшие партии изделий необходимо изготовлять на менее дорогостоящих и металлоемких линиях, так как неполное использование конвейеров и замедлении ритма их работы неэффективно. Возникает сомнение и в экономической целесообразности создания комплексно-механизированных участков малой мощности (5....10 тыс. м³ в год) для изготовления плоских изделий по кассетно-конвейерной технологии с использованием прогрессивного оборудования [1].

Выполненные в ЦНИИЭП жилища исследования по определению рациональных границ эффективного применения технологий при производстве изделий крупнопанельного домостроения [2] показали следующее. Для изготовления панелей внутренних стен или ненапряженных панелей перекрытий кассетно-конвейерные линии ЦНИИЭП жилища с клиновыми формами наиболее эффективны при годовой производительности свыше 22 тыс. м³, объединение выпуска панелей внутренних стен и перекрытий позволяет эффективно применять эти линии и при несколько меньшей производительности. Кассетно-конвейерные линии с двухотсечными установками (типа Калининского ДСК и Гипростроммаша) по своим технико-экономическим показателям уступают кассетно-полуконвейерным линиям, а по сравнению со стендовыми кассетами имеют весьма ограниченную область эффективного применения. При этом нижняя граница рационального применения линий с двухотсечными установками колеблется от 25,6 до 40,7 тыс. м³ в год в зависимости от размеров пролета и номенклатуры выпускаемых изделий.

В текущей пятилетке намечено значительное увеличение выпуска изделий по кассетно-конвейерной технологии. Обоснованный выбор типа кассетно-конвейерных установок при рациональной организации производства позволяет добиться улучшения всех технико-экономических показателей — роста производительности труда до 50%, увеличения съема продукции с 1 м² производственной площади на 30...40%, экономический эффект может составить до 4,0... 4,5 р/м³.

Основной путь повышения эффективности капитальных вложений в развитие базы строительной индустрии — их концентрация на решающих участках, в первую очередь, повышение уровня использования основных фондов действующих предприятий, обеспечение прироста производственных мощностей за счет реконструкции и технического перевооружения, обновления и модернизации оборудования, организационно-технических мероприятий, ускорения замены морально устаревшей техники. В целом это обеспечит увеличение выпуска продукции с меньшими затратами и в более короткие сроки.

Каждый этап развития отрасли должен отражаться на методических подходах при определении экономической эффективности мероприятий по интенсификации производства.

Важнейшим условием развития методики определения экономической эффективности капитальных вложений является постоянное совершенствование расчета технико-экономических показателей производства конструкций. При этом особое значение имеет выбор критерия оценки и применение дифференцированного подхода при учете факторов, влияющих на эффективность производства и применения конструкций.

Развитие научно-технического прогресса в отрасли обусловливает постоянные изменения соотношений технико-экономических показателей различных технических решений. Появляются принципиально новые решения, в связи с чем могут происходить существенные изменения в значении технико-экономических показателей производства конструкций. Поэтому необходимо постоянно анализировать фактические показатели действующих предприятий, а также прогрессивные проектные решения, выявлять направления изменения технико-экономических показателей.

Повышение экономической эффектив-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ности капитальных вложений проявляется в различных формах — улучшение использования мощностей, снижение себестоимости и т. д., поэтому оценка ее производится с помощью системы показателей. Основными показателями являются приведенные затраты, капитальные вложения, себестоимость производства конструкций. Дополнительные показатели отражают отдельные особенности процесса производства и дают возможность установить характер связи между техническими параметрами и экономическими результатами сравниваемых решений. К дополнительным показателям относятся трудоемкость производства (затраты живого труда), расход основных материалов, топлива, электроэнергии на изготовление конструкций (затраты овеществленного труда).

Определение экономической эффективности мероприятий по интенсификации производства основано на общих закономерностях расчета экономической эффективности капитальных вложений, но имеет свои специфические особенности.

В каждом конкретном случае необходимо определять экономическую эффективность и целесообразность реконструкции и технического перевооружения предприятий сборного железобетона с учетом внедрения передовой технологии, модернизации и замены устаревшего оборудования и на этой основе выбирать рациональный вариант использования капитальных вложений.

Все мероприятия, связанные с реконструкцией и техническим перевооружением действующих предприятий сборного железобетона, проводятся с использованием имеющихся производственных площадей, общезаводских сооружений и вспомогательных хозяйств. Активная часть основных фондов может быть заменена частично или полностью, а пассивная — максимум на 30...40%.

На большинстве предприятий сборного железобетона рост производительности технологических линий сдерживается недостаточной пропускной способностью тепловых агрегатов. Возможности расширения площадей под агрегаты тепловой обработки, как правило, отсутствуют. Поэтому для повышения эффективности высокопроизводительное оборудование необходимо применять с одновременным ускорением тепловой обработки изделий.

Определение экономической эффективности реконструкции и технического перевооружения действующих предприятий сборного железобетона ставит своей задачей выявление положительных и отрицательных сторон этого процесса. Реконструкцию и техническое перевооружение предприятий следует рассматривать по ряду направлений, связанных с целью проведения этих мероприятий. Такими направлениями являются: снижение себестоимости производства без существенного изменения его объема; увеличение объема производства продукции без существенного изменения номенклатуры выпускаемых изделий; увеличение объема производства и изменение номенклатуры выпускаемых изделий; замена номенклатуры и улучшение качества выпускаемых изделий.

Варианты могут сравниваться только при единой производительности предприятий, что не всегда имеет место на практике, требуется специальное приведение к сопоставимому виду. При изменении первоначальной производительности предприятий в результате проведения мероприятий по интенсификации производства эталоном для сравнения должно быть строительство нового предприятия аналогичной мощности.

Пример 1. Установка конвейерных технологических линий взамен кассетных в формовочном цехе предприятия крупнопанельного домостроения. Техническое перевооружение каждой технологической линии обойдется предприятию в 300 тыс. р.; объем производства (А) каждой линии не меняется и составляет 25 тыс. м³. В результате проведения технического перевооружения себестоимость производства (C_1 и C_2) снижается с 58,6 р/м³ до 55,3 р/м³; удельные капитальные вложения (K_1 и K_2) составляют соответственно 70 р/м³ и 82 р/м³. Сравнительная эффективность может быть определена следующим образом. Коэффициент сравнительной эффективности (Е):

$$E = \frac{C_1 - C_2}{K_2 - K_1} = \frac{58,6 - 55,3}{82 - 70} = 0,27,$$

$$E_н = 0,15.$$

Эффект по приведенным затратам $Э_ф$

$$Э_ф = [(C_1 - C_2) - E_н (K_2 - K_1)] A =$$

$$= [(58,6 - 55,3) - 0,15 (82 - 70)] 25000 =$$

$$= 375000 \text{ р.}$$

Пример 2. Расширение домостроительного комбината с переходом на выпуск домов перспективных серий. Предполагается к главному производственному корпусу пристроить три пролета, где будут установлены конвейерная линия со щелевой камерой тепловой обработки для изготовления панелей наружных стен (12 постов), 8 кассетных установок; расширение склада готовой продукции, склада цемента и бетоносмесительного цеха.

Исходные данные для расчета экономической эффективности расширения домостроительного комбината таковы (см. таблицу):

Наименование показателей и единицы измерения	Показатели		Эталон (строительство нового предприятия)
	до расширения	после расширения	
Годовой объем производства (А), тыс. м³	32,5	84,3	84,3
Цена за единицу продукции (Ц), р/м³	82,0	84,5	84,5
Себестоимость единицы продукции (С), р/м³	77,2	79,1	76,3
Капитальные вложения, необходимые для проведения расширения предприятия, млн. р.	—	2,803	7,23
Удельные капитальные вложения (К), р/м³	110,0	75,65	85,8
Срок проведения расширения предприятия и строительства нового аналогичной мощности, лет	—	3	5

Расчет экономической эффективности расширения домостроительного комбината. Коэффициент сравнительной эффективности (Е):

$$E = \frac{(C_2 - C_3)}{(K_3 - K_2)} = \frac{79,1 - 76,3}{85,8 - 75,65} = 0,27,$$

$$E_н = 0,15.$$

Эффект по приведенным затратам $Э_ф$:

$$Э_ф = [(C_2 - C_3) - E_н (K_3 - K_2)] A =$$

$$= [(79,1 - 76,3) -$$

$$- 0,15 (85,3 - 75,65)] 84300 = 107904 \text{ р.}$$

Эффект за счет досрочного ввода в эксплуатацию $Э_{вр}$:

$$Э_{вр} = Ф E_н (T_3 - T_2) =$$

$$= 2803000 \cdot 0,15 (5 - 3) = 840900 \text{ р.}$$

Таким образом, реконструкция и техническое перевооружение предприятий сборного железобетона эффективны как при приросте мощности, так и без него, особенно за счет более быстрого ввода в эксплуатацию предприятий по сравнению с новым строительством, то есть при достижении больших результатов с меньшими затратами.

Улучшение технико-экономических показателей работы предприятий сборного железобетона в результате их реконструкции и технического перевооружения приводит к росту производительности труда, увеличению объемов выпуска продукции необходимой номенклатуры и качества.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Цыро В. Кассетно-конвейерная технология производства плоских панелей. — На стройках России. — 1986. — № 4. — С. 2—7.
2. Рекомендации по рациональной технологии производства изделий КПД при реконструкции и техническом перевооружении предприятий. М., ЦНИИЭП жилища, 1985. — 8 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.012.45:539.4

Л. Л. ПАНЬШИН, д-р техн. наук, В. Л. СИМОНОВ, инж. (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов)

Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений

Для проектирования типовых железобетонных конструкций полносборных общественных зданий разработаны программы АРКАН-1 и АРКАН-2 для ЭВМ СМ-1420 по расчету сечений на различных стадиях работы. Основное назначение программ заключается в определении параметров диаграмм деформирования конструктивных элементов, с помощью которых выполняют затем анализ перераспределения усилий в несущих системах каркасно-панельных и крупнопанельных зданий и другие инженерные расчеты. В программах реализованы алгоритмы, позволяющие моделировать процесс последовательного изменения напряжений в бетоне и арматуре по мере увеличения деформаций сечения. Методическая особенность алгоритмов заключается в максимальном сближении теоретических представлений и физического содержания рассматриваемых процессов при сохранении принципиальных расчетных положений действующих нормативных документов и системы нормированных характеристик физико-механических свойств материалов.

Рассмотрено сечение с одной осью симметрии, расположенной в плоскости действия нагрузок, приведенных к изгибающему моменту M и продольной силе N (рис. 1).

Алгоритмы разработаны для двух вариантов нагружения. Первый (программа АРКАН-1) соответствует действию постоянных осевых и переменных поперечных нагрузок, второй (программа АРКАН-2) — переменной осевой нагрузке с постоянным эксцентриситетом.

Расчетная схема сечения представлена в виде многослойной системы. Для каждого слоя задают значения высоты h_i и ширины b_i. Предполагается, что бетон каждого слоя может иметь индивидуальные физико-механические характеристики, которые описываются диаграммами деформирования при сжатии и растяжении. Арматура также может располагаться в несколько рядов по высоте сечения, для каждого ряда задают значения площади A_{si}, расстояния z_{si} от нижней грани сечения до центра тяжести арматуры данного ряда и параметры, определяющие диаграмму деформирования.

Диаграмма деформирования сжатого бетона описывается зависимостями [1], растянутого бетона — аналогичными формулами с подстановкой расчетного сопротивления бетона при растяжении.

Для арматуры приняты кусочно-линейные диаграммы, параметрами которых являются значения напряжений и деформаций, характеризующих точки перелома. Если арматура имеет площадку текучести, допустимо рассматривать идеализированную упругопластическую зависимость, состоящую из двух участков. Диаграмму деформирования высокопрочной арматуры строят с использованием данных работы [2].

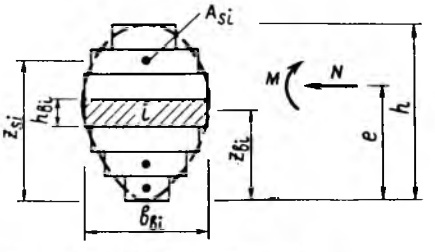


Рис. 1. Расчетная схема сечения

В алгоритмах реализован шаговый метод, с помощью которого устанавливают распределение деформаций по сечению, удовлетворяющее условиям равновесия внешних и внутренних сил при заданном значении базового параметра деформирования, роль которого играет деформация ε_b верхнего бетонного волокна. Базовому параметру деформирования ε_b последовательно задают различные значения в исследуемом диапазоне.

Для первого варианта загружения при определенном значении деформации ε_b верхнего волокна находят значения деформаций нижнего волокна, удовлетворяющие условию равновесия проекций внутренних и внешних сил на продольную ось элемента:

$$N + \sum_{i=1}^{n} N_{bi} + \sum_{i=1}^{m} N_{si} = 0, \qquad (1)$$

где n, m — число бетонных слоев и рядов арматуры; N_{bi}, N_{si} — усилия в бетонном слое и арматурном ряду.

Деформациям нижнего волокна последовательно с заданным шагом задают несколько значений, для каждого из которых (с привлечением гипотезы плоских сечений) вычисляют деформации во всех бетонных слоях и рядах арматуры, соответствующие напряжения и усилия, оценивая при этом условие (1). После нахождения значения деформации нижнего волокна, обеспечивающей с требуемой точностью выполнение условия равновесия (1), устанавливают момент M, отвечающий данному состоянию:

$$M = -N\,(e - c) + \sum_{i=1}^{n} N_{bi}\,(z_{bi} - c) + \sum_{i=1}^{m} N_{si}\,(z_{si} - c), \qquad (2)$$

где c — расстояние от нижней грани сечения до оси, относительно которой вычисляют момент.

Для второго варианта поиск значений деформаций нижнего волокна осуществляют аналогично на основе критерия

$$e = e_{int}, \qquad (3)$$

где e — заданный эксцентриситет продольной силы; e_{int} — эксцентриситет внутренних сил:

$$e_{int} = \frac{M_{int}}{N_{int}}.$$

Равнодействующие внутренних усилий M_{int} и N_{int} определяют по формуле (2), а также по выражению, вытекающему из уравнения (1).

В обоих вариантах загружения результаты расчета включают значения внутренних усилий и исчерпывающую информацию о напряженно-деформированном состоянии сечения, в том числе и значение кривизны K в сечении с трещиной:

$$K = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_c}{h_0}. \qquad (4)$$

По полученным данным можно вычислить и среднюю кривизну на участке с трещинами:

$$K_m = \frac{\psi_b\,\varepsilon_b - \psi_s\,\varepsilon_c}{h_0}, \qquad (5)$$

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

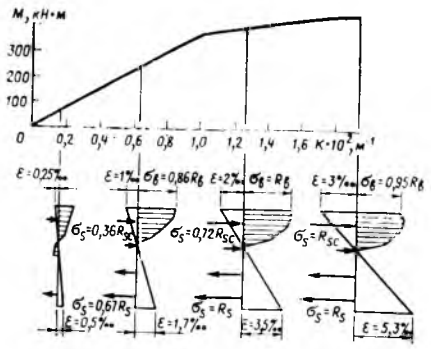


Рис. 2. Диаграмма «момент — кривизна» при изгибе

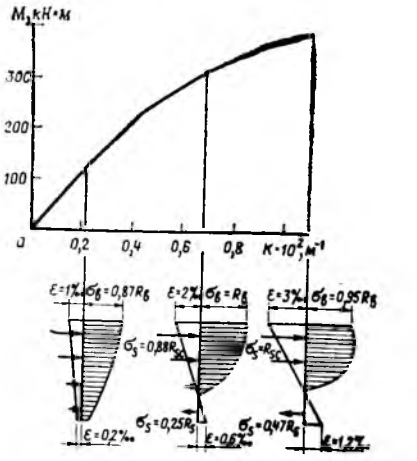


Рис. 3. Диаграмма «момент — кривизна» при внецентренном сжатии

где ε_s — деформация нижнего арматурного ряда; ψ_b, ψ_s — коэффициенты неравномерности деформаций бетона и арматуры.

Полная диаграмма «момент — кривизна» позволяет оценить работу элемента по обеим группам предельных состояний. Если диаграмма имеет характерную криволинейную форму с пиком и нисходящим участком, соответствующим стадии интенсивного разрушения бетона, то наступление предельного состояния по прочности фиксируют либо по достижению пика, либо по дополнительным критериям, ограничивающим деформации бетона и арматуры. Если диаграмма имеет восходящий характер, то наступление предельного состояния по прочности определяют по деформациям материалов. За предельное состояние по трещиностойкости принимают состояние, при котором деформации нижнего слоя бетона равны предельной растяжимости материала. Ширину раскрывшейся трещины устанавливают подстановкой вычисленного значения σ_s в формулы СНиП 2.03.01—84.

В качестве примеров приведены результаты расчетов железобетонной колонны. На рис. 2 представлена диаграмма «момент-кривизна» при изгибе. На рис. 3 представлена аналогичная диаграмма при действии большой силы, соответствующей второму случаю внецентренного сжатия ($N=2\ N_R$); разрушение происходит при малых напряжениях в растянутой арматуре. Напряженно-деформированное состояние сечения на различных стадиях работы представлено эпюрами, отвечающими определенным точкам диаграмм. В обоих случаях оценка несущей способности по СНиП 2.03.01—84 с высокой точностью совпадает с результатами расчетов по программе АРКАН-1.

Описанная методика позволяет детально проанализировать распределение напряжений и деформаций в бетоне и арматуре на любых стадиях работы элемента и может применяться при анализе прочности, деформаций и трещиностойкости различных железобетонных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дроздов П. Ф., Дзюба В. А., Панышин Л. Л. Прочность диафрагм каркасных многоэтажных зданий // Бетон и железобетон. — 1985. — № 2. — С. 23—24.
2. Гуща Ю. П. Предложения по нормированию диаграмм растяжения высокопрочной стержневой арматуры // Бетон и железобетон. — 1979. — № 7. — С. 15—16.
3. Гуща Ю. П. Об учете неупругих деформаций бетона и арматуры при оценке деформативности железобетонных конструкций в стадиях, близких к разрушению // Влияние неупругих свойств железобетона на работу и распределение усилий в статически неопределимых конструкциях. — М.: Стройиздат, 1975. — 56 с.

УДК 624.072.2/3:698.327.6.999.128

И. И. ЛУЧКО, канд. техн. наук (ФМИ АН УССР); А. И. ГАВРИЛЯК, канд. техн. наук (Львовский политехнический ин-т)

Трещиностойкость сталебетонных изгибаемых элементов при воздействии различных нагрузок

В 1974—1980 гг. исследованы изгибаемые сталебетонные элементы с внешней листовой арматурой [1], в результате чего получены сведения о моментах образования трещин, ширине раскрытия нормальных трещин и их развитии при кратковременном, длительном и повторном действии нагрузки. Представляется целесообразным проанализировать полученные данные и оценить эффективность различных способов расчета трещиностойкости.

Теоретические значения трещинообразующих моментов и раскрытие нормальных трещин вычисляли по скорректированным формулам СНиП 2.03.01—84 применительно к изгибаемым элементам с листовой арматурой и по методике, базирующейся на уточненной методике НИИСК расчета деформативности [2, 3], там же приведены расчетные зависимости M_{crc} и a_{crc} и их экспериментальная проверка на изгибаемых железобетонных элементах из мелкозернистых и обычных бетонов.

В связи с тем, что формулы СНиП 2.03.01—84 включают параметры, характерные только для стержневого армирования, и не учитывают влияние листовой арматуры на работу бетона растянутой зоны, возникла необходимость в их корректировке применительно к сталебетонным конструкциям.

Уточненная формула ширины раскрытия нормальных трещин для балок шириной $b=400$ мм

$$a_{crc} = \varphi_l\,\eta\,\frac{\sigma_{sl}}{E_{sl}}\,100\,(3{,}5-100\,\mu)\,\sqrt[3]{\frac{1}{b}}, \qquad (1)$$

где φ_l — опытный коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки: $\varphi_l=1{,}4$; $\eta=1$ при листовой арматуре периодического профиля, $\eta=1{,}3$ при листовой гладкой арматуре; σ_{sl} определяют по СНиП 2.03.01—84; 100 — опытный коэффициент; b — ширина листовой арматуры периодического профиля (для балок с $b=400$ мм).

В результате экспериментов установлено, что опытный момент трещинообразования в балках, армированных листовой арматурой, на 20...30% больше, чем в равнопрочных железобетонных балках со стержневым армированием. Это объясняется тем, что бетон растянутой зоны в железобетонных балках испытывает свободную деформацию, а в сталебетонных балках деформация бетона проходит в стесненных условиях, при этом растяжимость бетона увеличивается.

Листовая арматура периодического профиля обеспечивает непрерывное сцеп-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ление с бетоном растянутой зоны по всей поверхности контакта, тем самым препятствует концентрации напряжений в отдельных сечениях и способствует более равномерному распределению деформаций бетона, а следовательно, и ширины раскрытия нормальных трещин по длине изгибаемого элемента. Таким образом, исключается возможность появления трещин на ранних стадиях загружения в сталебетонных изгибаемых элементах. Увеличение трещиностойкости сталебетонных балок с листовой арматурой объясняется также возрастанием плеча внутренней пары и момента сопротивления W_{pl} приведенного сечения балки. Результаты исследований позволили скорректировать формулу для определения расчетного момента трещинообразования изгибаемых элементов с листовой арматурой:

$$M_{crc} = k\, R_{bt,\,ser}\, W_{pl}, \qquad (2)$$

где k — опытный коэффициент, учитывающий увеличение $R_{bt,ser}$ бетона растянутой зоны и зависящий от класса бетона и процента армирования: $k=1{,}1$; $R_{bt,ser}$ — сопротивление бетона осевому растяжению.

Под действием длительных нагрузок в сталебетонных изгибаемых элементах изменяются напряжения в бетоне растянутой зоны и в растянутой листовой арматуре. При достижении бетоном растянутой зоны напряжений, соответствующих предельным деформациям, в нем появляется трещина. После возникновения первых трещин максимальное значение напряжений в бетоне смещается от трещины ближе к середине расстояния между трещинами, что приводит к образованию новых трещин.

В зоне чистого изгиба балок количество трещин, образовавшихся во время нагружения, с течением времени ($t=392$ сут) почти не увеличилось. На приопорных участках за это время число трещин увеличилось на 1...3. Трещинообразование является затухающим во времени процессом. К $t=392$ сут воздействия длительной нагрузки ширина раскрытия трещин увеличилась в среднем в 1,3...1,5 раза по сравнению с начальной при загрузке балок.

Новых трещин при догружении балок до разрушения после воздействия на них длительной нагрузки не обнаружено. В этом случае происходило большое раскрытие существующих трещин и развитие их по высоте. Число трещин в балках с листовой арматурой периодического профиля больше, чем в балках с листовой арматурой. Это обусловлено лучшим сцеплением листовой арматуры периодического профиля с бетоном.

Наибольшая ширина раскрытия нормальных трещин в сталебетонных балках с листовой арматурой периодического профиля оказалась на 2...3 см выше арматурного листа, а в натурных балках с листовой гладкой арматурой — на 3...4 см выше. Это объясняется тем, что непосредственно у поверхности контакта листовой арматуры и бетона силы сцепления препятствуют раскрытию трещин, а также увеличением растяжимости крайних фибр бетона, работающих в стесненных условиях.

При повторных нагружениях трещины образуются как в зоне чистого изгиба, так и на приопорных участках. Число трещин в среднем за время действия повторных нагрузок увеличилось в зоне чистого изгиба на 1, а в приопорных участках — на 2...3.

Длительное действие повторных нагрузок вызвало увеличение ширины раскрытия трещин в 1,1...1,2 раза больше, чем при постоянной нагрузке. Наибольшая ширина раскрытия трещин обнаружилась у самой поверхности арматуры. Это результат знакопеременных воздействий листовой арматуры на бетон.

С целью выявления возможного превышения максимальной ширины раскрытия трещин над средней произвели статистическую обработку опытных данных, в результате которой получен коэффициент превышения максимальной ширины раскрытия нормальных трещин над средней, равной 1,45.

В таблице приведены статистические характеристики, полученные в результате обработки отношений $M_{crc}^{theor}/M_{crc}^{exp}$ и $a_{crc}^{theor}/a_{crc}^{exp}$ по указанным методикам определения M_{crc} и a_{crc} при кратковременном и длительном действии нагрузки. Из таблицы видно, что теоретические значения максимальной ширины раскрытия нормальных трещин при кратковременном действии нагрузки, вычисленные по формуле (1), дают хорошее совпадение с опытными данными, о чем свидетельствует коэффициент вариации $C_v=11{,}35\%$.

Значения a_{crc}, вычисленные по методике [2], хорошо согласуются с опытными данными, это указывает на то, что она достаточно полно учитывает все основные факторы, влияющие на ширину раскрытия нормальных трещин в эксплуатационной стадии.

Выводы

Трещиностойкость сталебетонных балок выше на 25% по сравнению с железобетонными при одинаковой несущей способности и размерах сечения. Момент трещинообразования сталебетонных балок для практических расчетов рекомендуется подсчитывать по уточняющей СНиП 2.03.01—84 формуле (2).

Длительное действие постоянной нагрузки ($M=0{,}6\ M_u$) вызывает в изгибаемых элементах с листовой арматурой дальнейшее развитие трещин — увеличение ширины их раскрытия, появление новых трещин и развитие их по высоте. Повторные нагружения такого же уровня увеличивают количество трещин и их раскрытие на 10...15% больше, чем постоянные нагрузки.

Для определения ширины раскрытия нормальных трещин в сталебетонных изгибаемых элементах (при $b=400$ мм) рекомендуется скорректированная формула СНиП 2.03.01—84 (1) и зависимости [2, 3]. В каждом конкретном случае следует выбрать выражения, обладающие существенными преимуществами.

В статически неопределимых системах, когда проверку ширины раскрытия трещин производят одновременно с определением жесткости и методика СНиП дает относительно большие погрешности, а также в сталебетонных плитах перекрытия (покрытия), для которых отсутствует оценка трещиностойкости в нормативных документах и невозможно использовать (на данном этапе исследований) формулу (1), следует применять зависимости [2, 3].

Показатели	$\bar{x}$	σ	C_v
Моменты трещинообразования	0,7719/0,9819	0,807/0,486	10,45/4,95
Ширина раскрытия трещин	1,1307/1,1007* / 0,9600/1,1323	0,123/0,125 / 0,1190/0,1215	10,88/11,35 / 12,40/10,73

* Перед чертой — по методикам [2, 3], после черты — по формуле (2). Над чертой — кратковременное действие нагрузки; под чертой — то же, длительное, $M=0{,}6\ M_u$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Клименко Ф. Е., Крамарчук П. П., Гавриляк А. И. Деформации изгибаемых элементов с листовой арматурой периодического профиля при длительных нагрузках // Вестник Львовского политехнического ин-та: Доклады и научные сообщения. — Львов, 1978. — № 128. — С. 180—183.
2. Лучко И. И., Бачинский В. Я. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов при длительном действии нагрузки // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — Новосибирск, 1983. — № 11. — С. 8—12
3. Бачинский В. Я., Лучко И. И., Пятина О. Г. Трещиностойкость железобетонных изгибаемых элементов из мелкозернистых бетонов // Исследование строительных конструкций и сооружений. — М., 1980. — С. 51—59.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 69.024.81:539.4

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, Ю. Д. БЫЧЕНКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ);
Е. А. ГОРОДЕЦКИЙ, канд. техн. наук (ТбилЗНИИЭП)

Прочность центральной зоны жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами

Центральную зону жестких узлов рам каркасных зданий, воспринимающих сейсмическую нагрузку, следует рассчитывать на прочность от действия знакопеременных усилий в сечениях по границам центральной зоны узла. M, N и Q в рассматриваемом узле определяют по комбинации усилий при особом сочетании нагрузок, являющейся расчетной для сечения колонны над узлом, а также усилий в остальных элементах, примыкающих к узлу.

Существующая методика расчета построена в основном исходя из анализа экспериментальных исследований центральной зоны жестких узлов сопряжения ригелей со средними колоннами и распространена на узлы сопряжения ригелей с крайними колоннами без достаточного экспериментального изучения специфики их работы. Поэтому потребовалось исследовать поведение крайних узлов при изменении влияющих на несущую способность факторов. Экспериментальные данные использованы для разработки усовершенствованной методики расчета средних и крайних узлов.

Эталонный образец, разрушение которого происходило по центральной зоне узла, имел заданные параметры (рис. 1), в других образцах изменяли только один параметр. Несущую способность центральной зоны узла определяли в зависимости от анкеровки продольной растянутой арматуры ригеля, площади сечения продольной растянутой арматуры ригеля, продольной сжимающей силы в колонне, отношения длины ригеля к длине колонны, длины колонны к высоте сечения колонны и высоты сечения колонны к высоте сечения ригеля. Для выявления влияния этих факторов на несущую способность узлов испытали 19 образцов (рис. 2).

В результате установлено, что разрушение в крайних узлах происходит при действии односторонней статической нагрузки до исчерпания несущей способности колонны и ригеля. При этом возникла система диагональных трещин в центральной зоне узла, из которых обычно выделялась одна, раскрывающаяся наиболее сильно, одновременно отмечалось раздробление бетона между трещинами. Таким образом, в крайних узлах по диагонали, соединяющей сжатые углы, формировалась сжатая бетонная полоса, по которой и происходило разрушение. При недостаточной анкеровке продольной растянутой арматуры ригеля отмечалось хрупкое разрушение, связанное с продергиванием арматуры или выкалыванием бетона в зоне анкеровки. При этом несущая способность образцов уменьшалась на 20...30% по сравнению с эталонным образцом, в котором обеспечена надежная анкеровка продольной растянутой арматуры ригеля. Установка поперечной арматуры в центральной зоне узла в виде замкнутых хомутов или сварных сеток увеличивала несущую способность образцов более чем на 20%, по сравнению с образцами без поперечной арматуры, но незначительно влияла на нагрузку образования наклонной трещины. В образце, армированном замкнутыми хомутами, с повышением нагрузки увеличивалось число наклонных трещин, а разрушение происходило одновременно по центральной зоне узла и ригелю в граневом сечении. С увеличением продольной сжимающей силы N_{col} в колонне с 0 до 0,8 $R_b b h_0$ несущая способность узла повысилась на 15...30%. Увеличение диаметра продольной растянутой арматуры ригеля, а также изменение геометрических размеров образцов незначительно влияло на несущую способность узлов.

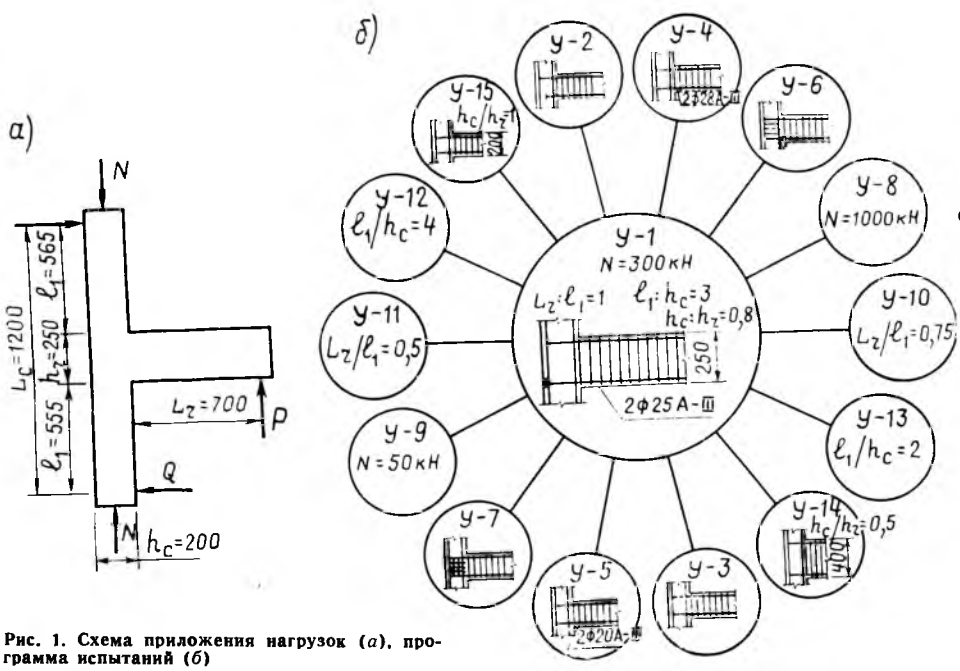


Рис. 1. Схема приложения нагрузок (*а*), программа испытаний (*б*)

Исходя из приведенных правил построения ширина сжатой полосы

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

для верхней и нижней зон среднего узла:

$$\left.\begin{aligned} h_1 &= \sin(\alpha+\gamma_1)\sqrt{(x_{rig\,1})^2+(x_{col\,1})^2};\\ h_2 &= \sin(\alpha+\gamma_2)\sqrt{(x_{rig\,2})^2+(x_{col\,2})^2}, \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

для верхней зоны крайнего узла

$$h_1 = \sin(\alpha+\gamma_1)\sqrt{(x_{col\,1})^2+(2\,a_{rig})^2}, \quad (2)$$

где γ_1 и γ_2 — углы наклона линий, соединяющих точки начала сжатых зон ригелей и колонн с горизонталью.

Расчетную ширину сжатой наклонной полосы h принимают средней между значениями ширины полосы в верхней и нижней части. Равнодействующую усилий F устанавливают из условия равновесия центральной зоны узла и в предположении, что ее направление совпадает с осью сжатой призмы

$$F = \frac{F_1}{\sin\alpha}. \quad (3)$$

При этом вертикальное усилие от действующей внешней нагрузки в верхней зоне узла F_1 является алгебраической суммой равнодействующей усилий в сжатой зоне верхней части колонны $N_{b,col1}$, равнодействующей усилий в растянутой зоне нижней части колонны $N_{s,col2}$ и для среднего узла поперечной силы в граневом сечении левого ригеля Q_{rig2}

для среднего узла

$$F_1 = N_{b,col\,1} + N_{s,col\,2} - Q_{rig\,2}, \quad (4)$$

для крайнего узла

$$F_1 = N_{b,col\,1} + N_{s,col\,2}, \quad (5)$$

где

$$N_{b,col\,1} = \frac{M_{col\,1} + N_{col\,1}\,e_{col\,1}}{z_{col\,1}};$$

$$N_{s,col\,2} = \frac{M_{col\,2} + N_{col\,2}\,e_{col\,2}}{z_{col\,2}}.$$

Прочность узла обеспечена при повышении или равенстве усилия F_{ult}, которое способна воспринять сжатая наклонная полоса над равнодействующей F внешних усилий, приложенных к узлу

$$F \leqslant F_{ult}. \quad (6)$$

Для установления предельных усилий, воспринимаемых центральной зоной узла F_{ult}, можно использовать допущение о прямоугольной форме эпюры сжимающих напряжений в бетоне наклонной полосы R_b

$$F_{ult} = \varphi\, R_b\, h\, b, \quad (7)$$

где φ — коэффициент, учитывающий отклонение условной расчетной схемы от фактического напряженно-деформированного состояния в центральной зоне узла; $\varphi = 1$ для крайних узлов; $\varphi = 1{,}2$ для средних узлов.

При определении высоты сжатых зон в граневых сечениях, примыкающих к узлу элементов, применили методику

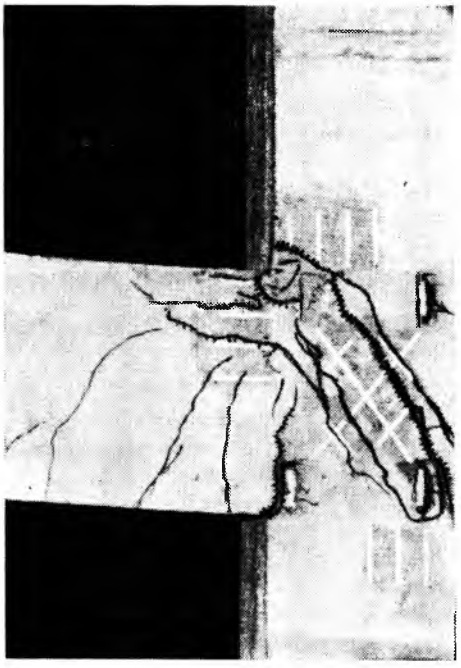


Рис. 2. Образец узла после испытания

построения сжатых зон при криволинейных эпюрах сжимающих напряжений от действующих усилий. Она дает хорошее приближение к опытным данным, но требует большого количества вычислений с использованием ЭВМ. Поэтому для практических расчетов предлагается использовать методику СНиП 2.03.01—84, при которой высоту сжатой зоны устанавливают в предположении предельного состояния сечений. Это значительно упрощает расчет, а сопоставление опытных и расчетных значений показывает, что $(F_{exp}/F_{ult})_{max} = 1{,}15$, а $(F_{exp}/F_{ult})_{min} = 0{,}96$.

В случае выполнения условия (6) центральную зону узла рекомендуется конструктивно армировать хомутами из стержней диаметром $\geqslant 8$ мм, устанавливаемых с шагом < 100 мм. Продольную растянутую арматуру ригеля в крайних узлах следует выполнять с анкерными пластинами или поперечными коротышами длиной равной ширине колонны. Анкера необходимо соединять с продольной растянутой арматурой ригеля сваркой и заводить за продольную арматуру колонны.

Если условие (6) не выполняется, то центральная зона узла армируется поперечной арматурой — замкнутыми хомутами или сварными сетками. В этом случае

$$F_{ult} = \varphi\, R_b\, h\, b\,(1 + 5\,\alpha\,\mu_{w\,1}), \quad (8)$$

где $\alpha = \dfrac{E_s}{E_b}$, $\mu_{w\,1} = \dfrac{A_{sw}}{b\,s_w}$,

причем A_{sw} — площадь сечения хомутов в одной плоскости, для сеток учитывается суммарная площадь сечения стержней в двух плоскостях; s_w — расстояние между хомутами или сетками; b — ширина сечения колонны.

В случае, когда все сечение колонны по граням центральной зоны узла сжато ($\xi_{col} > \omega$), продольная арматура колонны воспринимает значительную часть внешней нагрузки. При этом высоту сжатой зоны в граневых сечениях колонны следует подсчитывать с учетом сжатой арматуры, а несущую способность сжатой наклонной полосы — с учетом работы продольной арматуры колонны

$$F_{ult} = [R_b\, h\, b + (R_{sc} - \sigma_s)\, A_s']\, \varphi. \quad (9)$$

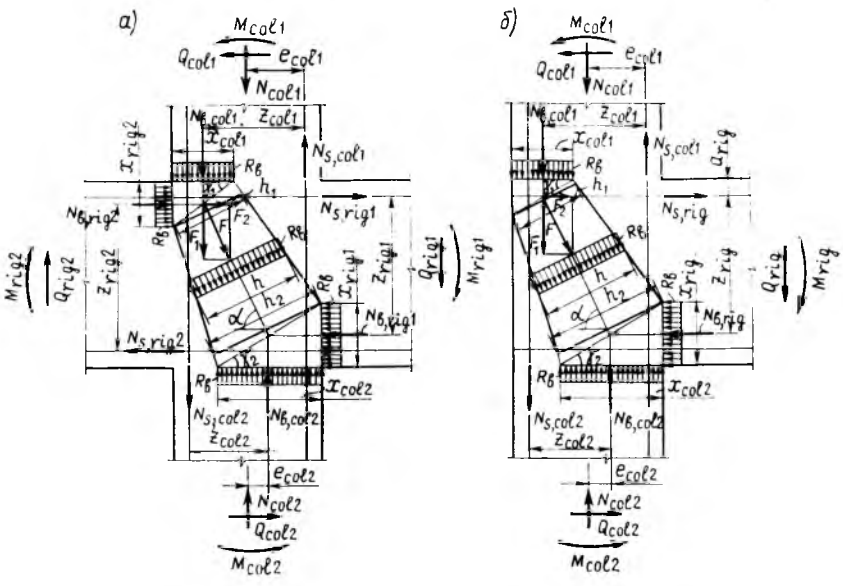


Рис. 3. Расчетная схема центральной зоны узла
а — средний узел; *б* — крайний узел

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Когда $\xi_{col} > \omega$ с учетом сжатой арматуры, все сечение колонны сжато и $F_1 = N_{col}$. При этом вся арматура колонны также работает на сжатие и σ_s в формулу (9) войдет со знаком плюс.

Предпосылка построения предлагаемой методики заключается в равенстве ширины ригеля и колонны. В тех случаях, когда она меньше ширины колонны, ширину сжатой призмы принимают равной ширине ригеля.

С использованием данной методики осуществлено опытное проектирование узлов унифицированного каркаса серии 1.020. Сопоставление результатов расчета по существующей и предлагаемой методикам показало, что при небольших значениях продольной силы в колонне количество поперечной арматуры в центральной зоне узла возрастает на 5...10, а в сильно нагруженных колоннах снижается на 30...40%. В целом это приводит к экономии арматуры в каркасе.

Таким образом, разработанная методика расчета центральной зоны жестких узлов имеет существенные преимущества по сравнению с ранее предложенными зависимостями, поскольку учитывает специфику работы крайних и средних узлов, физически более обоснована, правильнее учитывает важные факторы и дает лучшее совпадение с опытными данными. Кроме того, в ней учитываются принятые в современных нормах зависимости. Данную методику можно использовать при расчете жестких узлов сопряжения элементов — безраскосных ферм, двухветвевых колонн, узлов рам и других конструкций.

Выводы

Прочность центральной зоны жестких узлов железобетонных каркасных зданий следует рассчитывать с учетом внешних усилий, действующих на сжатую наклонную полосу, размеры которой определяют исходя из размеров сжатой зоны примыкающих к узлу элементов.

Предлагаемая методика позволяет повысить надежность каркасных зданий при действии сейсмических нагрузок.

Вследствие учета работы продольной арматуры в колоннах, у которых все сечение сжато, использование предлагаемой методики дает возможность до 20% снизить расход поперечной арматуры в центральной зоне узла.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Быченков Ю. Д., Беспаев А. А. Прочность и трещиностойкость узлов рам железобетонного каркаса сейсмостойких многоэтажных зданий // Бетон и железобетон. — 1971. — № 2. — С. 10—13.
2. Городецкий Е. А. Экспериментальные исследования узлов крайних колонн железобетонных каркасных зданий // Экспериментальные и теоретические исследования строительных конструкций гражданских зданий // Тр. ин-та ТбилЗНИИЭП. — 1983.— С. 45—53.

В помощь заводским лабораториям

УДК 620.199:666.97

Г. И. БЕРДОВ, д-р техн. наук, проф., Б. Л. АРОНОВ, инж (Новосибирский инженерно-строительный ин-т); В. А. ЯВОРСКАЯ, инж. (Новгородский ДСК)

Прогнозирование прочности цементных материалов в смесях ультразвуковыми приборами

Важным условием выпуска высококачественной продукции является своевременная оценка свойств исходных материалов для активного воздействия на ход производственного процесса. При этом необходимо выявлять возможные отклонения свойств, не доводя изделия до брака. Эту задачу можно решить с помощью экспрессных методов контроля. Основным критерием качества строительных материалов на основе цемента служит прочность.

Существующие методы определения прочности — активности цемента, марки раствора и класса бетона — можно разделить на нормальные испытания в возрасте 28 сут, ускоренные испытания продолжительностью не более смены [1] и прогнозирование прочности. В первых двух случаях прочность определяют при испытании образцов и изделий, в последнем — испытывают цемент или смесь, прогнозируя прочность.

Сразу же после затворения цемента водой между ними начинаются сложные физико-химические взаимодействия. Возникают новообразования — гидраты, содержащие химически связанную воду, но на ранних стадиях гидратации количество их невелико. Вода на поверхности частиц цемента находится в адсорбированном состоянии в виде тонких пленок. Прочность связи воды с цементом определяется минералогическим составом клинкера, вещественным составом цемента, дефектностью структуры твердой фазы, состоянием поверхности и дисперсностью частиц, концентрацией, температурой и т. д. — т. е. теми же факторами, которые определяют механическую прочность цементного камня. Таким образом, количественно оценивая адсорбцию воды на поверхности цемента, можно получить информацию об ожидаемой прочности цементного камня [2].

Чем активнее цемент, тем сильнее адсорбционные связи твердой фазы с водой. Свойства адсорбированной воды существенно отличаются от свойств объемной воды. Как показано, например, при исследовании свежерасщепленных кристаллов слюды [3], адсорбированная вода имеет в 100 раз более высокую теплопроводность, значительно большую плотность и т. д., чем объемная вода. При нагреве твердого тела до 50...60°С энергия теплового движения молекул воды становится достаточной для преодоления адсорбционных сил, и вода на поверхности твердого тела перестает отличаться от объемной [3].

Определив адсорбционные свойства системы «твердое тело — жидкость» (в данном случае системы «цемент — вода») при температуре 30°С, когда вода находится в адсорбированном состоянии, и при 50...60°С, когда она не отличается по свойствам от объемной, можно получить информацию об адсорбционных свойствах твердого тела. Для цемента эти свойства коррелируют с активностью, т. е. являются косвенной характеристикой прочности цементного камня.

Важным является выбор косвенной характеристики прочности, так как достоверность прогнозирования высока только при устойчивой зависимости «косвенная характеристика прочности — прочность». В последнее время на предприятиях стройиндустрии массовое распространение получили ультразвуковые приборы. Промышленностью освоен выпуск таких приборов, а заводские лаборатории накопили опыт их применения и имеют обученные квалифицированные кадры. Акустическим методом пользуются как при нормальных, так и при ускоренных определениях прочности, когда измеряется скорость распространения в бетоне переднего фронта продольной ультразвуковой волны — скорость ультразвука V и по установленной градуировочной зависимости $R = f(V)$ определяется класс бетона.

Ультразвуковой импульсный прибор УК-10П использовали для прогнозирования прочности цементного камня в смеси. Исследовали портландцемент марки 400 Чернореченского и Пикалевского заводов. Фактическая активность различных партий цемента одной марки, определенная по ГОСТ 310.4-81, значительно колебалась. Скорость ультразвука измеряли в

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

пробах цементного теста нормальной густоты, при этом несколько изменялось значение $В/Ц$. База прозвучивания равнялась 160, 100 и 50 мм.

Зависимость времени прохождения ультразвука через цементное тесто от температуры показана на рис. 1. У менее активных цементов время прохождения ультразвука меньше. Это может являться следствием различной степени связи адсорбированной воды с поверхностью частиц цемента. При возрастании температуры до температуры десорбции воды различие во времени прохождения ультразвуковых колебаний в пробах из цементов различной активности увеличивается.

С точки зрения прогнозирования прочности, информативно уже начальное время прохождения ультразвука в смеси $\tau_н$, ярко проявляющееся при $В/Ц = \text{const}$. Однако более информативной оказывается косвенная характеристика прочности (КХП) — изменение времени прохождения ультразвука $\Delta\tau$ между его максимальным τ_{max} и начальным $\tau_н$ значениями, умноженное на $\tau_н$:

$$КХП = \Delta\tau\,\tau_н = (\tau_{max} - \tau_н)\,\tau_н \approx \approx (\tau_{55} - \tau_{30})\,\tau_{30}. \qquad (1)$$

Акустический метод имеет ряд особенностей. Результат испытания по ГОСТ 17624-78 зависит от применяемой контактной смазки щупов, усилия их прижатия к поверхности, точности определения базы прозвучивания. Температура бетона изделия на контролируемых участках не должна отличаться от температуры образцов, испытанных для построения градуировочной зависимости, более чем на ±5%. В работах [4, 5] отмечается, что эти факторы, а также то, что по ГОСТу скорость ультразвука характеризует только упругие свойства бетона, определяют приближенность метода. Из рис. 1 видно, что изменение температуры на 1°С приводит к изменению времени прохождения ультразвука в смеси до 4 мкс.

Устранить отмеченные недостатки акустического метода позволяет специальная конструкция измерительной ячейки (рис. 2), которая в сочетании с серийно выпускаемыми приборами обеспечивает высокую достоверность прогнозирования прочности цементных материалов. Применение такой ячейки при градуировочных и рабочих испытаниях обеспечивает неизменную базу прозвучивания, позволяет отказаться от смазки и прижатия щупов и таким образом исключить причины помех. Для разогрева смеси можно применять любой способ, но наиболее простым из известных управляемых способов оказался резистивный электроразогрев.

При проведении испытаний готовят

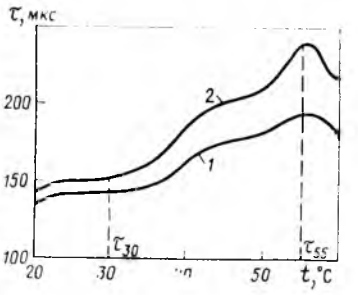


Рис. 1. Зависимость времени прохождения ультразвука на частоте 100 кГц от температуры для теста нормальной густоты из чернореченского ПЦ марки 400 с различной активностью
1 — $R_ц$ =37,7 МПа; *2* — $R_ц$ =45,5 МПа

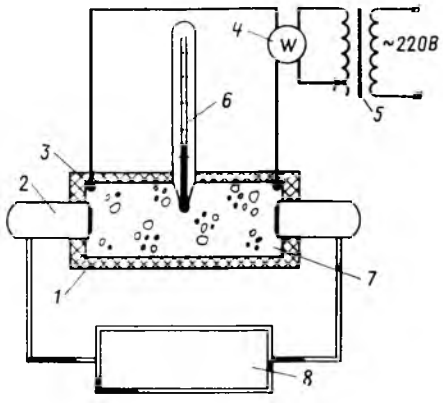


Рис. 2. Схема измерительной ячейки для прогнозирования прочности цементных материалов в смеси ультразвуковыми приборами
1 — измерительная ячейка из диэлектрика; *2* — ультразвуковые щупы; *3* — металлические разогревающие электроды; *4* — ваттметр; *5* — автотрансформатор; *6* — термометр; *7* — проба испытываемой смеси цементного материала; *8* — ультразвуковой прибор

цементное тесто нормальной густоты или пробу растворной, бетонной смеси производственного состава. При увеличении $В/Ц$ сверх нормальной густоты состояние воды в цементном тесте изменяется, поэтому могут наблюдаться отклонения от рассматриваемых зависимостей.

Сразу после приготовления смесь помещают в измерительную ячейку и уплотняют. Предварительными экспериментами выбирают такую мощность разогрева, чтобы смесь нагревалась до парообразования приблизительно за 5 мин. Испытываемую пробу смеси разогревают до 60°С. В процессе остывания дважды измеряют время прохождения ультразвука: при 55°С и при 30°С. По формуле (1) вычисляют КХП. Определенная таким образом косвенная характеристика прочности коррелирует с активностью цемента, и эта зависимость практически прямолинейна. Такой характер зависимости подтверждает, что прочность цемента и его адсорбционные свойства зависят от одних и тех же факторов и свидетельствуют о правильности выбора косвенной характеристики прочности.

Для определения активности цемента, марки раствора и класса бетона по результатам ультразвуковых испытаний необходимо предварительно построить градуировочную зависимость КХП-R аналогично требованиям ГОСТ 17624—78. Пример такой зависимости для бетона класса В22,5 состава Ц : П : Щ = 1:1,67:3,48 с $В/Ц$ = 0,55, используемого на Новгородском ДСК для изготовления экранов балконов, приведен на рис. 3.

В качестве величины R следует принимать прочность, являющуюся результатом испытания на сжатие по ГОСТ 310.4—81 для цементов, ГОСТ 5802—78 для растворов и ГОСТ 10180—78 для бетонов. Необходимо отметить, что полученная зависимость справедлива для конкретного цемента (например, портландцемента Чернореченского завода), технологического цикла изготовления железобетонных изделий и сроков твердения. Каждая заводская лаборатория может построить нужные градуировочные зависимости самостоятельно.

Прогнозирование активности цементного камня акустическим методом внедрено на Новгородском ДСК. Составлены программы «Ультразвук» и «Прочность» для расчета данных на ЭВМ «Электроника ДЗ-28». По первой программе

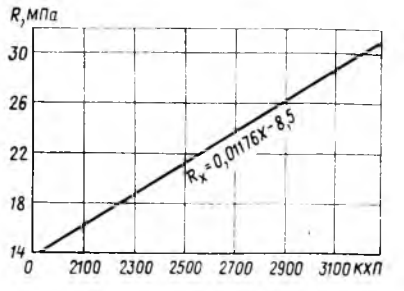


Рис. 3. Градуировочная зависимость ($\tau_{кк} - \tau_{к0}$) $\tau_{к0}$ — $R_ц$ для бетона класса В22,5, изготовленного из пикалевского ПЦ марки 400 на Новгородском ДСК для экранов лоджий

Время прохождения ультразвука, мкс, при		Косвенная характеристика прочности $\Delta\tau\,\tau_{30}$	Прочность бетона, МПа	
τ_{30}	τ_{55}		по методу «Прогноз»	по ГОСТ 10180—78
51	89	1938	14,3	14,8
50	90	2000	15,0	14,0
52	93	2132	16,6	15,4
53	92	2067	15,8	17,1
54	96	2268	18,2	20,1
55	98	2365	19,3	17,9
58	101	2494	20,8	21,9
57	106	2793	24,3	22,0
59	106	2773	24,1	26,6
60	105	2700	23,2	23,5
59	104	2655	22,7	25,1
63	109	2898	25,6	27,1
62	114	3224	29,4	33,1
62	115	3286	30,1	29,0
63	117	3402	31,5	33,3

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

вычисляют комплекс данных (средние квадратические отклонения по косвенному параметру и по фактической прочности, коэффициенты вариации, эффективности и корреляции), на основании которых выдается решение о возможности прогнозирования прочности. Если такое прогнозирование допускается, то результат передается на вторую программу и по фактической активности цемента или прочности бетона корректируются составы бетонов. Прогнозирование прочности бетона по методу «Прогноз» (по испытанию бетонной смеси) показано в таблице, которую следует рассматривать совместно с рис. 3.

Использование предлагаемого метода, получившего название «Прогноз», позволяет экономить цемент при его активности выше марочных значений и избавиться от брака по недобору прочности бетоном при пониженной активности цемента. Метод позволяет экономить до 8% цемента; его экономическая эффективность превышает 1 р/т цемента, или 0...35 р/м³ бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дютроп П., Банг Петерсон К., Краль С. Современные методы механических испытаний цемента // Шестой Междунар. конгресс по химии цемента. — М.: Стройиздат, 1976. — Т. II. — Кн. 2. — С. 208—216.
2. Бердов Г. И., Линник С. И., Осипова Л. В. и др. Адсорбционные и ионообменные процессы при взаимодействии вяжущих веществ с водой // Изв. Сиб. отд. АН СССР: Сер. хим. наук. — 1985. — Вып. 4. — С. 82—86.
3. Дерягин Г. В., Чураев Н. В., Муллер В. М. Поверхностные силы. — М.: Наука, 1985. — 398 с.
4. Гордон С. С. Совершенствовать методику испытания цементов // Бетон и железобетон. — 1984. — № 10. — С. 26.
5. Лещинский М. Ю. Испытание бетона. — М.: Стройиздат, 1980. — 360 с.

УДК 620.197:666.972.522

Е. А. ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); О. А. ПРИСТРОМКО, Ю. П. ЧЕРНЫШЕВ, кандидаты техн. наук (Донецкий ПромстройНИИпроект)

Об оперативном контроле водонепроницаемости бетона

Долговечность железобетонных конструкций на стадии изготовления обеспечивается комплексом первичной защиты, в котором все большее значение приобретают мероприятия, направленные на снижение проницаемости бетона. Повышенное внимание к этой характеристике бетона не является самоцелью, оно базируется на детальных исследованиях коррозии, устанавливающих значительное снижение степени агрессивного воздействия большинства жидких и газообразных сред на бетон более высоких марок по водонепроницаемости. Поэтому изготовление железобетонных конструкций из бетона высоких марок по водонепроницаемости предопределяет существенное снижение материалоемкости и стоимости капитального строительства.

Однако при изготовлении железобетонных конструкций требуемая марка бетона по водонепроницаемости практически не может быть гарантирована. До настоящего времени инструктивно-нормативная литература [1, 2] предписывает необходимость контроля проницаемости бетона при изменении его состава или при изменении характеристик материалов, но не реже одного раза в 3...6 мес для бетона каждой марки. Такой порядок квалифицируется как вынужденный из-за отсутствия ускоренных методов контроля проницаемости бетона и их приборного обеспечения. Совершенно очевидно, что он не имеет ничего общего с оперативным производственным контролем и не гарантирует требуемой марки бетона по водонепроницаемости в изделиях.

В Донецком ПромстройНИИпроекте разработан метод, позволяющий по коэффициенту фильтрации при неустановившемся потоке жидкости определить в течение 0,25...3,0 ч марку бетона по водонепроницаемости в образцах и конструкциях, в том числе через 2...3 ч после пропаривания. Создан специальный прибор — фильтратометр ФМ-3, выпуск его малыми сериями налажен на Опытно-экспериментальной базе института [3]. Метод определения марки бетона по водонепроницаемости прибором ФМ-3 включен в ГОСТ 12730.5—84 [4].

Таким образом, созданы необходимые условия для организации и проведения приемно-сдаточного контроля водонепроницаемости бетона. Основные параметры заводского контроля этого свойства бетона (так же, как и контроля прочности) устанавливаются исходя из данных о достаточной надежности, необходимого числа и периодичности испытаний.

Для определения надежности, гарантирующей необходимый уровень качества бетона по водонепроницаемости, использованы нормируемые интервалы значений коэффициента фильтрации бетона [4] и данные проведенных нами дополнительных испытаний. На основе этих данных выполнен расчет средней величины коэффициента фильтрации бетона ($\overline{K_\Phi}$), его допустимого отклонения и ожидаемой величины эмпирического стандарта (S) для шести результатов испытаний, которые регламентируются по ГОСТ 12730.5—84. Характеристики проницаемости бетона приведены в табл. 1.

Таблица 1

Марка бетона по водонепроницаемости	Интервалы значений коэффициентов фильтрации бетона, см/с	Среднее значение коэффициента фильтрации, см/с	Допускаемое отклонение коэффициента фильтрации от среднего значения по ГОСТ 12730.5—84, %	Расчетное значение эмпирического стандарта по ГОСТ 12730.5—84, см/с
$W2$	$2\cdot10^{-8}$—$7\cdot10^{-9}$	$1{,}35\cdot10^{-8}$	48,1	$0{,}42\cdot10^{-8}$
$W4$	$7\cdot10^{-9}$—$2\cdot10^{-9}$	$4{,}5\cdot10^{-9}$	55,6	$1{,}61\cdot10^{-9}$
$W6$	$2\cdot10^{-9}$—$6\cdot10^{-10}$	$1{,}3\cdot10^{-9}$	53,8	$0{,}45\cdot10^{-9}$
$W8$	$6\cdot10^{-10}$—$1\cdot10^{-10}$	$3{,}5\cdot10^{-10}$	71,4	$1{,}61\cdot10^{-10}$
$W10$	$1\cdot10^{-10}$—$6\cdot10^{-11}$	$3\cdot10^{-11}$	25,0	$1{,}29\cdot10^{-11}$
$W12$	$6\cdot10^{-11}$—$1\cdot10^{-11}$	$3{,}5\cdot10^{-11}$	71,4	$1{,}61\cdot10^{-11}$

Полученные данные свидетельствуют о том, что для одинаковой водонепроницаемости бетона допускается достаточно широкий интервал значений коэффициентов фильтрации. Отклонение K_Φ от среднего значения составляет 25...71,4%. Для марок бетона по водонепроницаемости, которые рекомендуются для агрессивных сред (W 4, W 6, W8) отклонения составляют в среднем 60%.

Кроме того, при обработке результатов испытаний по ГОСТ 12730.5—84 для расчета среднего значения коэффициента фильтрации бетона из шести результатов берут четыре наибольших.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Это позволяет допускать увеличенное отклонение значения $K_ф$ в образцах, которые не принимаются в расчет.

Анализ результатов расчетов дает основание полагать, что при определении водонепроницаемости бетона величина надежности должна быть ниже той, которую принимают при оценке прочности. Значения надежности вычислены по значениям критерия Стьюдента, рассчитанного с учетом данных табл. 1 по уравнению

$$t = \frac{\sqrt{K}\,(\overline{K}_ф - a)}{S}, \qquad (1)$$

где K — число степеней свободы ($K = n - 1$); $\overline{K}_ф$ — среднее значение коэффициента фильтрации бетона, см/с; a — истинное значение коэффициента фильтрации (принято в интервалах по табл. 1); S — среднеквадратическая ошибка или эмпирический стандарт.

По значениям t определены интегралы вероятностей Ф, а по зависимости $P = 2Ф$ рассчитана величина надежности: в среднем для марок W 4, W 6 и W 8 она равна 0,88. Для удобства пользования имеющимися в литературе статистическими таблицами значение надежности при обработке результатов испытания на водонепроницаемость можно принять равным 0,9.

Для определения необходимого количества испытаний было изготовлено четыре плиты размером 20×50×600 см из бетона марок W 4 и W 6. Испытания проводили через 28 сут после пропаривания. Коэффициент фильтрации определяли в десяти точках, расположенных по продольной оси конструкции на одинаковом расстоянии друг от друга. Фильтратометр устанавливали на поверхность, примыкавшую к поддону формы. Результаты испытаний железобетонных плит приведены в табл. 2.

Полученные данные обработаны с помощью методов математической статистики. При этом вычисляли среднее арифметическое значение коэффициента фильтрации бетона ($K_ф$), среднее квадратическое отклонение (S), коэффициент вариации (v) и необходимое количество испытаний (n). Значение n определено с учетом общей ошибки измерений, приведенной в табл. 1 (для W 4 — $\beta = 55{,}6\%$, W 6 — $\beta = 53{,}8\%$) по формуле

$$n = \frac{t^2 v^2}{\beta^2}, \qquad (2)$$

где t — критерий Стьюдента, равный 1,645 при величине надежности 0,9.

При расчетах статистических величин использованы все значения коэффициентов фильтрации бетона (см. табл. 2). Результаты обработки данных приведены в табл. 3; они свидетельствуют о достаточно хорошей сходимости полученных значений эмпирического стандарта с его ожидаемой величиной. Определено, что количество испытаний, обеспечивающих достоверность результатов с надежностью 0,9, не превышает 2.

Таблица 2

№ точек	Коэффициент фильтрации бетона, см/с: марки W4	марки W6
1	$2{,}8\cdot10^{-9}$ / $2{,}37\cdot10^{-9}$*	$1{,}23\cdot10^{-9}$ / $1{,}45\cdot10^{-9}$**
2	$7{,}79\cdot10^{-9}$ / $2{,}42\cdot10^{-9}$	$0{,}85\cdot10^{-9}$ / $1{,}15\cdot10^{-9}$
3	$3{,}07\cdot10^{-9}$ / $3{,}15\cdot10^{-9}$	$1{,}55\cdot10^{-9}$ / $2{,}68\cdot10^{-9}$
4	$2{,}93\cdot10^{-9}$ / $6{,}39\cdot10^{-9}$	$1{,}55\cdot10^{-9}$ / $0{,}83\cdot10^{-9}$
5	$4{,}75\cdot10^{-9}$ / $5{,}25\cdot10^{-9}$	$2{,}58\cdot10^{-9}$ / $0{,}88\cdot10^{-9}$
6	$4{,}55\cdot10^{-9}$ / $3{,}27\cdot10^{-9}$	$1{,}86\cdot10^{-9}$ / $2{,}03\cdot10^{-9}$
7	$2{,}89\cdot10^{-9}$ / $6\cdot10^{-9}$	$1{,}27\cdot10^{-9}$ / $1{,}68\cdot10^{-9}$
8	$6{,}27\cdot10^{-9}$ / $9{,}31\cdot10^{-9}$	$1{,}25\cdot10^{-9}$ / $1{,}89\cdot10^{-9}$
9	$9{,}47\cdot10^{-9}$ / $3{,}12\cdot10^{-9}$	$0{,}84\cdot10^{-9}$ / $1{,}02\cdot10^{-9}$
10	$6{,}1\cdot10^{-9}$ / $6{,}53\cdot10^{-9}$	$1{,}9\cdot10^{-9}$ / $1{,}45\cdot10^{-9}$

* Перед чертой — плита № 1, после черты — плита № 2.

** Перед чертой — плита № 3, после черты — плита № 4.

Таблица 3

№ плит	$\overline{K}_ф$, см/с	S, см/с	v, %	β, %	n
1	$5{,}06/10^{-9}$	$2{,}32\cdot10^{-9}$	45,8	55,6	1,84
2	$4{,}81\cdot10^{-9}$	$2{,}26\cdot10^{-9}$	47,0	55,6	1,93
3	$1{,}49\cdot10^{-9}$	$0{,}53\cdot10^{-9}$	35,6	53,8	1,18
4	$1{,}51\cdot10^{-9}$	$0{,}58\cdot10^{-9}$	38,4	53,8	1,38

Таблица 4

№ пп.	$K_ф$, см/с	№ пп.	$K_ф$, см/с	№ пп.	$K_ф$, см/с
1	$1{,}11\cdot10^{-9}$	13	$1{,}22\cdot10^{-9}$	25	$8{,}76\cdot10^{-10}$
2	$4{,}39\cdot10^{-10}$	14	$4{,}44\cdot10^{-10}$	26	$9{,}91\cdot10^{-10}$
3	$4{,}51\cdot10^{-10}$	15	$1{,}29\cdot10^{-9}$	27	$7{,}87\cdot10^{-10}$
4	$1{,}25\cdot10^{-9}$	16	$5{,}19\cdot10^{-10}$	28	$1{,}06\cdot10^{-9}$
5	$9{,}61\cdot10^{-10}$	17	$4{,}84\cdot10^{-10}$	29	$5{,}56\cdot10^{-10}$
6	$1{,}39\cdot10^{-9}$	18	$1{,}13\cdot10^{-9}$	30	$3{,}07\cdot10^{-10}$
7	$2{,}8\cdot10^{-10}$	19	$2{,}26\cdot10^{-9}$	31	$2{,}06\cdot10^{-9}$
8	$4{,}77\cdot10^{-10}$	20	$8{,}8\cdot10^{-11}$	32	$1{,}92\cdot10^{-9}$
9	$5{,}15\cdot10^{-10}$	21	$3{,}21\cdot10^{-9}$	33	$9{,}21\cdot10^{-10}$
10	$1{,}39\cdot10^{-9}$	22	$6{,}75\cdot10^{-10}$	34	$1{,}8\cdot10^{-9}$
11	$1{,}59\cdot10^{-9}$	23	$5{,}69\cdot10^{-10}$	35	$1{,}21\cdot10^{-9}$
12	$1{,}39\cdot10^{-9}$	24	$6{,}19\cdot10^{-10}$	36	$1{,}86\cdot10^{-9}$

Этот вывод можно признать справедливым не только для конструкций объемом до 1 м³. На основе анализа значения n (см. табл. 3) и опыта контроля водонепроницаемости бетона, в экспериментальном порядке организованного на ряде заводов сборного железобетона Донецкой области, его можно полностью распространить и на железобетонные конструкции объемом до 2 м³, которые представлены достаточно широко. Для объема более 2 м³ число испытаний должно устанавливаться специально и оговариваться в технологическом регламенте на их изготовление.

Для определения размера партии изделий при контроле проницаемости бетона было изготовлено 36 железобетонных плит. Каждую конструкцию испытывали в двух точках, средние значения коэффициентов фильтрации бетона приведены в табл. 4.

По методу исключения грубых ошибок результаты испытаний 19, 20, 21, 31, 32, 34 в расчет не принимали, поэтому среднее значение $K_ф = 8{,}59\cdot10^{-10}$ см/с, $S = 3{,}84\cdot10^{-10}$ см/с и $v = 44{,}7\%$. Судя по величине $K_ф$, бетоны соответствуют марке W6, поэтому на основании данных табл. 1 $\beta = 53{,}8\%$.

С учетом полученных результатов расчетное по уравнению (2) число конструкций для проведения испытаний составляет 1,99. Следовательно, из 36 конструкций необходимо испытать две. На основе расчета может быть установлен размер контролируемой партии конструкций или бетона. По нашему мнению, размер партии целесообразно установить: число конструкций — 50 шт., объем бетона — 100 м³. В первом случае испытывают три конструкции, во втором — шесть образцов-кубов с размером ребра 15 см или цилиндров размером d и h по 15 см.

Установленные в данной работе параметры можно рекомендовать в качестве основы для организации приемно-сдаточного контроля водонепроницаемости изделий на заводах сборного железобетона, что будет способствовать повышению качества и долговечности конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 13015.1—81. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Правила приемки. — М.: Изд-во стандартов, 1981. — С. 4.
2. Руководство по производству бетонных работ. — М.: Стройиздат, 1975. — С. 105.
3. Руководство по эксплуатации фильтратометра ФМ-3 и методу определения водонепроницаемости бетона. — Донецк, 1985. — 24 с.
4. ГОСТ 12730.5—84. Бетоны. Методы определения водснепроницаемости.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.012.3.004.8

С. Г. ДЖИГИТ, канд. техн. наук, Ю. Л. РОДИН, Д. Г. ДЖИГИТ, инженеры (Госдорнии)

Использование отходов камнедробления для сборных конструкций

Для удовлетворения потребности в привозном песке комбинату «Винницадоржелезобетон» Миндорстроя УССР необходимо ежегодно свыше 250 железнодорожных вагонов. В то же время предприятие имеет в своем составе карьер и камнедробильное производство, на котором ежегодно скапливается до 130 тыс. м³ гранитного отсева.

Проведенные в Госдорнии Миндорстроя УССР исследования показали, что в большинстве случаев зерновой состав и крупность гранитных отсевов соответствуют требованиям ГОСТ 10268—80 (рис. 1). Основные характеристики гранитных отсевов карьеров Винницкой, Донецкой и Закарпатской областей приведены в табл. 1.

Гранитные отсевы, как видно из табл. 1, отличаются повышенным, по сравнению с речным песком, содержанием частиц, определяемых отмучиванием, однако глинистые частицы присутствуют в очень небольшом количестве. По сравнению с речным песком наблюдается повышенная водопотребность отсевов, что объясняется особенностями структуры дробленого материала и повышенным содержанием пылеватых частиц.

Гранитный отсев отличается также несколько большей долей межзерновых пустот. Выполненный по методике [1] расчет и подбор его состава показал, что объемная доля межзерновых пустот и водопотребность могут быть доведены до уровня речного песка (39 и 7%). При промывке отсева водопотребность может быть снижена до 5%, но в этом случае формуемость смесей ухудшается в связи с увеличением объемной доли межзерновых пустот, обусловленным вымыванием некоторой доли мелких фракций. Поскольку организация промывки, рассева и составления мелкого заполнителя в производственных условиях является дорогостоящей, целесообразно применять отсев естественного состояния. Некоторое ухудшение свойств может быть компенсировано при составлении наиболее плотных смесей крупного и мелкого заполнителей с наименьшей долей межзерновых пустот.

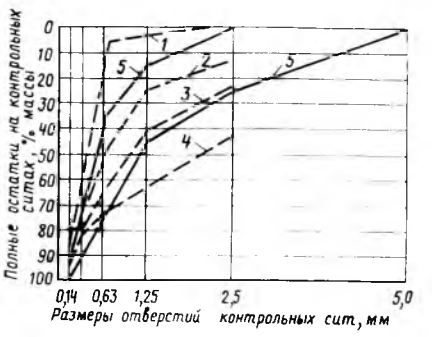


Рис. 1. Зерновые составы мелкого заполнителя
1 — песок Днепровского карьера; 2 — гранитный отсев Винницкого карьера; 3 — гранитный отсев Донецкого карьера; 4 — гранитный отсев Закарпатского карьера; 5 — границы применения песков для бетонов по ГОСТ 10268—80

Прочностные характеристики бетона и содержание вяжущего во многом определяются величиной объемной доли межзерновых пустот мелкого заполнителя и степени заполнения им пустот в щебне. Определять оптимальные объемные соотношения гранитного отсева и щебня, а также минимальную объемную долю межзерновых пустот смеси заполнителей для расчетов составов бетонных смесей можно по номограмме (рис. 2).

Оптимальное соотношение мелкого и крупного заполнителей характеризуется полным заполнением межзерновых пустот в щебне, при этом объем пустот зависит только от зернового состава и межзерновых пустот гранитного отсева. Если зерновой состав гранитного отсева не соответствует требованиям ГОСТ 10268—80, целесообразно улучшать его введением некоторой доли песка, определяя оптимальное соотношение между ними по номограмме. Однако в большинстве случаев зерновой состав гранитных отсевов не нуждается в улучшении.

Следует отметить, что гранитные отсевы — неоднородный по своему составу материал, что вызывает необходимость постоянного контроля их зернового состава и корректирования расхода вяжущего. Неоднородность свойств материала контролируется по истинной плотности гранитного отсева раз в сутки для внесения поправок в состав бетонной смеси.

В отсевах обычно содержится большое количество частиц размером менее 0,14 мм, а также высокодисперсных, определяемых методом отмучивания. Особенность последних — способность адсорбироваться на более крупных зернах и образовывать на их поверхности рыхлые пленки, а при взаимодействии с водой создавать систему с повышенной вязкостью. В гранитных отсевах содержание пылеватых частиц колеблется в широких пределах, существенно сказываясь на водопотребности смеси и отрицательно влияя на прочность и морозостойкость бетона.

Аналогичное отрицательное влияние приписывается и мелким фракциям размером менее 0,14 мм. Эксперимент на бетонных смесях с гранитным отсевом

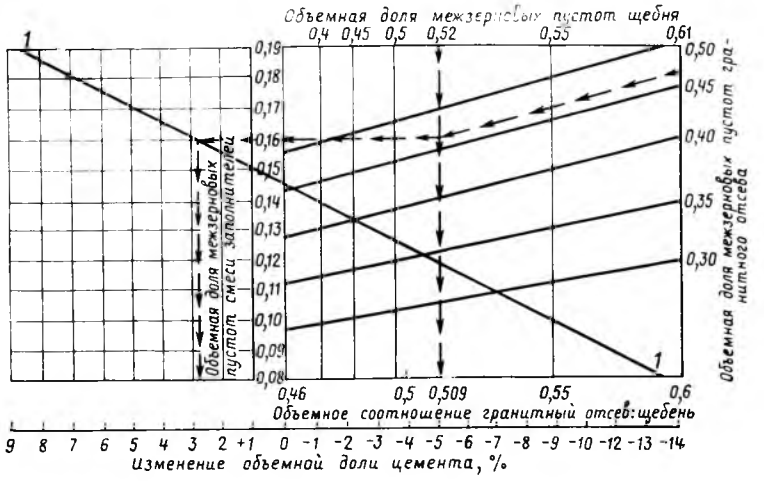


Рис. 2. Номограмма для определения оптимального соотношения компонентов бетонной смеси

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 1

Характеристика	Песок речной	Гранитные отсевы карьеров областей		
		Винницкой	Донецкой	Закарпатской
Истинная плотность, г/см³	2,66	2,70	2,56	2,50
Насыпная плотность, г/см³	1,63	1,61	1,51	1,49
Объемная доля межзерновых пустот, %	39	40	41	40
Количество частиц, определяемое отмучиванием, %	1	6	8	9,2
Количество глинистых частиц, %	0,14	0,398	0,311	0,388
Модуль крупности ($M_{кр}$)	1,69	2,43	2,96	3,51
Водопотребность, %	6,5	8,8	9,5	11
Содержание щебенистых включений более 5 мм, %	0	2,6	5,5	33,4
Содержание фракции менее 0,14 мм, %	3,9	14,4	9,3	7

Таблица 2

Характеристика гранитных отсевов, %				Временное сопротивление бетона сжатию, МПа
Доля частиц менее 0,14 мм	Доля пылеватых частиц	Водопотребность	Объемная доля межзерновых пустот	
1—3	3—5,5	7,5	0,415	33,8/43,6
6	4	—	0,412	35,6/44,7
10	6	8	0,382	33,3/47,6
15—16	7,5	8,8	0,377	32,9/46,3
20	7,5	—	0,371	35,5/43,2
25	8,5	—	0,371	31,9/43,9
30	9	9,5	0,381	33,6/40,5
6	1	5,5	0,410	38,2/53,5
3,7	1	6,5	0,387	30,8/41,7

Примечание. Перед чертой — после ТВО; после черты — через 28 сут.

Таблица 3

№ состава	Состав бетонной смеси, кг/м³				В/Ц	Временное сопротивление сжатию, МПа
	Ц	ГО	Щ	В		
1	375	672	1255	162	0,43	36,7/46,3
2	375	935	904	165	0,44	39,8/47,9
3	380	604	1270	163	0,43	35,7/44,3
4	380	653	1267	156	0,41	30,8/41,7

Примечание. ГО — гранитный отсев. Во все смеси вводится добавка 0,15% СДБ+ +0,01% СНВ. Перед чертой — после ТВО; после черты — через 28 сут. Составы № 1—4 соответственно на отсеве Винницкого, Закарпатского и Донецкого карьеров, а также на песке Днепропетровского карьера.

с различным количеством частиц размером менее 0,14 мм и пылеватых показал, что с увеличением их содержания ощутимо уменьшается объемная доля межзерновых пустот. Такое уменьшение

Таблица 4

Вид мелкого заполнителя	$R_{сж}$, МПа	$R_{пр}$, МПа	$K_{пп} = \frac{R_{пр}}{R_{сж}}$	$R_{р.и}$, МПа	$\varepsilon^{ср}_{пр} \cdot 10^{-5}$	$E \cdot 10^{3}$, МПа	$\varepsilon^{ср}_{поп} \cdot 10^{-5}$	$\frac{\varepsilon^{ср}_{поп}}{\varepsilon^{ср}_{пр}}$
Естественный	37,6	29,0	0,769	6,24	20,1	33,9	4,08	0,203
Мытый	33,6	26,1	0,776	5,56	19,4	34,9	3,58	0,184

должно положительно сказаться на прочностных показателях бетона, однако в связи с одновременным возрастанием содержания пылеватых частиц и ростом водопотребности получены практически одинаковые прочностные показатели всех составов (табл. 2). При сопоставлении бетонов на отсевах мытом и естественного состояния с одинаковым содержанием частиц размером менее 0,14 мм, но разным содержанием пылеватых частиц выяснено, что на прочность влияет в основном количество пылеватых.

Повышенное содержание пылеватых частиц (6...9%) требует увеличения массы вяжущего на 4...5% для получения бетона заданной прочности, в то время как уменьшение содержания частиц размером менее 0,14 мм приводит к ухудшению удобоукладываемости смеси.

Результаты экспериментов явились основой для рекомендованных производственных составов бетона класса В30 (марки М400) с применением гранитных отсевов Винницкой, Закарпатской и Донецкой областей (табл. 3).

Гранитный отсев вместо привозного речного песка в настоящее время используется для изготовления плит ПДН на комбинате «Винницадоржелезобетон» РПО Укрдорстройиндустрия Миндорстроя УССР. Подтверждена технологичность и возможность применения таких смесей для изготовления железобетонных конструкций хорошего качества. В процессе изготовления конструкций были определены основные прочностные и деформативные характеристики бетона (табл. 4).

Определение границ микротрещинообразования тензометрическим и ультразвуковым методами показало, что нижняя граница трещинообразования зафиксирована при относительном уровне нагрузки $\sigma/R_{пр}=0,4$, верхняя — 0,73...0,76, что согласуется с данными других исследований [2]. Следует также отметить повышенную прочность при изгибе.

При изготовлении плит осуществляли контроль морозостойкости бетона на естественном и мытом гранитном отсеве по ускоренной методике путем замораживания образцов при $T=-50$°С по ГОСТ 10060—76. Результаты испытаний

Таблица 5

Используемые материалы	Стоимость, р.	Составы бетонных смесей	
		на речном песке	на отсеве
Портландцемент марки 500, т	25,7	0,422/10,84	0,375/9,64
Песок речной, м³	1,6	0,409/0,654	—/—
Гранитный отсев, м³	0,6	—/—	0,417/0,25

Примечание. Перед чертой — расход на 1 м³; после черты — стоимость, р.

образцов после 30 циклов попеременного замораживания и оттаивания (марка $F200$) показали снижение морозостойкости в образцах на мытом гранитном отсеве, что можно объяснить ухудшением поровой структуры бетона в связи с вымыванием мелких фракций. Бетон на естественном гранитном отсеве показал марку $F200$ при коэффициенте морозостойкости 0,97. Введение комплексной пластифицирующе-воздухововлекающей добавки (0,15% СДБ+ +0,01% СНВ) позволяет получить бетоны гарантированной марки по морозостойкости $F200$ при использовании мытых гранитных отсевов и в естественном состоянии ($K_{мрз}$ 0,9; 0,97).

Гранитный отсев применен вместо привозного песка в бетонных смесях для изготовления пустотных мостовых плит на полигоне мостостроительного управления № 6 треста Укрдормостострой (Закарпатская обл.). Целесообразность такого применения в областях, где песок дефицитен, подтверждается экономическим анализом на комбинате «Винницадоржелезобетон» (табл. 5). При анализе сравнивали только изменяемые величины в бетоне на гранитном отсеве и на привозном речном песке.

Помимо непосредственного экономического эффекта, применение гранитных отсевов вместо привозного речного песка позволит высвободить для других народнохозяйственных нужд значительное число железнодорожных вагонов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ахвердов И. Н. Основы физики бетона. — М.: Стройиздат, 1981. — С. 268—288.
2. Леонович М. Ф. О характере изменения коэффициента вариации деформаций бетона при сжатии // Бетон и железобетон. — 1980. — № 12. — С. 43.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.328:666.9.019.3

В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Повышение долговечности железобетона добавками-модификаторами

Одним из наиболее перспективных направлений технического прогресса в технологии бетона является формирование благоприятной структуры цементного камня, позволяющей существенно повысить стойкость и улучшить физико-технические свойства бетона. Во многих случаях эта задача может быть успешно решена с помощью различных поверхностно-активных веществ и (весьма незначительных количеств) электролитов, которые влияют на физико-химические процессы твердения вяжущих, технологические свойства смеси и физико-технические свойства бетона.

При анализе механизма действия соединений, которые повышают стойкость бетона, выделяется наличие активных функциональных групп, способных к хемосорбционному взаимодействию с поверхностью гидратных новообразований цемента. С этой точки зрения, значительный интерес представляют кремнийорганические соединения (КОС) гидрофобизирующего, гидрофобно-пластифицирующего и гидрофобно-структурирующего (особенно газообразующего) действия, позволяющие в заданном направлении регулировать процессы структурообразования цементных паст и бетонных смесей, а также свойства бетона, в первую очередь его долговечность [1].

Анализ показывает, что наиболее эффективно модифицирование бетонов олигомерами гидрофобно-газовыделяющего типа (полигидросилоксаны, гидридсесквиоксаны), образующими мелкопористую структуру бетона и мозаично гидрофобизирующими внутреннюю поверхность пор и капилляров цементного камня. Это позволяет получить бетоны с Мрз 1000 и выше при испытании в соответствии с ГОСТ и Мрз 300 и выше для низких отрицательных температур [2, 3].

Гидрофобизация гидратных новообразований в сочетании с благоприятной структурой цементного камня позволила решить проблему получения бетонов высокой коррозионной стойкости в условиях воздействия растворов солей. В наибольшей мере этим требованиям отвечает модифицирование бетонов олигомерами высокогидрофобизирующего действия типа полиорганоалкоксисилоксанов (жидкости 113-65, 113-63). Анализ данных показал, что при наличии испаряющих поверхностей гидрофобизация позволяет повысить стойкость бетонов в большей степени, чем это может быть достигнуто за счет снижения водоцементного отношения. Модифицирование кремнийорганическими соединениями различного состава и строения, особенно гидрофобно-газовыделяющего действия, позволило существенно повысить сульфатостойкость бетонов в условиях развития гипсовой и гидросульфоалюминатной коррозии, а также при периодическом увлажнении в агреесивной среде 5%-ного Na_2SO_4 и последующем высушивании.

Лабораторные эксперименты подтверждены данными натурных испытаний долговечности модифицированных бетонов на стендах в районах с суровыми климатическими условиями. Длительные испытания в условиях Сивашских озер показали высокую стойкость модифицированных бетонов и их защитные свойства по отношению к арматуре при воздействии хлоридно-сульфатных солей высокой концентрации. Особоплотные бетоны нормального твердения, модифицированные полигидросилоксанами, сохранили высокую стойкость после 15 лет действия концентрированного хлоридно-натриево-магниевого рассола с общим содержанием солей около 300 г/л.

Обследование монолитных и сборно-монолитных железобетонных конструкций из модифицированных бетонов после 20 лет испытаний в зоне берегового прилива Баренцева моря также показало отсутствие признаков разрушения бетона и коррозии арматуры в них.

Таким образом, модифицирование с помощью КОС позволило успешно решить проблему получения бетонов высокой морозостойкости и коррозионной стойкости, в том числе в условиях воздействия растворов солей высокой концентрации (см. таблицу).

В последние годы в нашей стране разработаны новые эффективные модификаторы — суперпластификаторы. В основу их разработки положена экспериментально подтвержденная гипотеза о возможности направленного регулирования свойств цементных систем в зависимости от строения модификатора с учетом теории ГЛБ. Согласно теории, пластификация бетонной смеси возрастает с увеличением молекулярной массы радикала в цепи олигомеров и повышения степени гидрофильности функционально активных групп в них.

Наиболее перспективными и эффективными суперпластификаторами из вырабатываемых промышленностью являются продукты поликонденсации нафталинсульфокислоты и формальдегида олигомерного состава (С-3 и его аналоги), а также на основе сульфированных меламинформальдегидных смол (МФ-АР, 10-03 и др.).

Установленные закономерности позволяют прогнозировать изменение свойств бетонной смеси и бетонов, модифицированных суперпластификаторами, от вида применяемого цемента, состава бетона, порядка введения добавки для получения максимального технологического эффекта. Наиболее эффективно применение суперпластификаторов в бетонах на портландцементах чисто клинкерных, а также низко- и среднеалюминатных, содержащих минеральные добавки пониженной гидравлической активности.

Как показали исследования, введение суперпластификатора несколько повышает морозостойкость бетона по сравнению с бетоном без модификатора; что следует объяснить воздухововлечением, увеличением объема замкнутых пор. Однако большинство специалистов считает (и автор разделяет эту точку зрения), что для получения морозостойких бетонов из высокоподвижных смесей необходимо применить микропенообразователи.

Существенное увеличение морозостойкости бетона с пониженным $В/Ц$ объясняется в основном уплотнением структуры, уменьшением капиллярной пористости пропорционально снижению количества воды затворения. Кроме того, на повышение морозостойкости влияет, но, очевидно, в меньшей степени, увеличение объема замкнутых пор, связанное с воздухововлечением.

Возможность снижения $В/Ц$ до 30% при введении суперпластификатора в состав бетонной смеси позволяет сократить водоотделение и седиментационные процессы, уплотнить капиллярно-поровую

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

структуру цементного камня и повысить водонепроницаемость бетона (с В—4 до В⩾ 14). При увеличении подвижности смеси и неизменном составе бетона его водонепроницаемость не увеличивается.

Изучение процессов коррозии бетонов нормального твердения и пропаренных показало, что введение суперпластификаторов не снижает стойкости, а при снижении $В/Ц$ существенно ее повышает. Наиболее значительное повышение стойкости бетона достигается в условиях капиллярного подсоса растворов солей и коррозии III вида. Введение суперпластификатора в составы из равноподвижных смесей снижает их водоцементное отношение и диффузионную проницаемость по отношению к углекислому газу.

Расчет длительности защитного действия бетона, модифицированного суперпластификаторами, по отношению к стальной арматуре показывает возможность ее надежной защиты.

Дальнейшие работы в области направленного регулирования долговечности бетона лежат, по нашему мнению, в области создания и применения модификаторов полифункционального действия (ПФМ).

Строго говоря, любой модификатор обладает полифункциональностью свойств, однако одно из них является преобладающим. На этом принципе и построена классификация модификаторов по основному эффекту их действия, положенная в основу ГОСТ 24211—80 «Добавки для бетонов. Классификация».

К сожалению, наряду с приданием или усилением основного положительного эффекта действия, индивидуальные модификаторы не изменяют или даже ухудшают другие важные свойства бетонной смеси и бетона. Поэтому необходимо создание ПФМ, которые усиливали бы комплекс основных свойств, сводя к минимуму или полностью исключая нежелательные в конкретных условиях технологии или эксплуатации параметры свойств смесей и бетона.

Перспективным является создание комплексных модификаторов для повышения пластификации смесей, регулирования кинетики твердения бетона и повышения его конечной прочности, увеличения долговечности. При этом они не должны вызывать коррозии арматуры и регулировать сохраняемость смесей и темпы твердения бетона.

Можно выделить основные направления модифицирования бетона ПФМ для повышения его долговечности. Одно из них — совместное использование модификаторов пластифицирующего и микропено- или газообразующего действия, при этом за счет пластификаторов достигается снижение водопотребности бетонной смеси, а за счет структурообразователя — поризация цементного камня. Особенно эффективно использование соединений гидрофобно-структурирующего действия типа полигидросилоксанов или алкоксилоксанов с дополнительной гидрофобизацией внутренней поверхности пор и капилляров.

Другое направление предусматривает использование комплексов ПАВ с электролитами, в том числе не вызывающими коррозии арматуры. Это позволяет обеспечить высокие темпы твердения бетонов в сочетании с морозо- и коррозионной стойкостью.

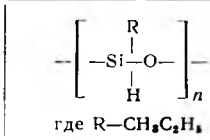
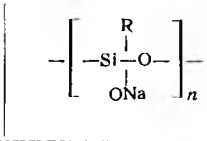
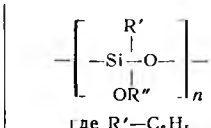
Третье направление — использование комплексных электролитов, в том числе содержащих соли азотной и азотистой кислот, ингибирующих арматуру от вредного действия хлорид- и сульфат-ионов (нитрит-нитрат кальция, нитрит-нитрат-хлорид кальция).

Следует отметить, что ПФМ, полученные при совместном введении в смесь двух или более добавок различного назначения, взаимно компенсирующих их недостатки и позволяющих улучшить свойства бетона, в условиях заводов сборного железобетона или строительства применять затруднительно в связи с необходимостью создания параллельных технологических линий для складирования, транспортирования исходных компонентов.

Многие модификаторы поставляются строителям в жидком виде в железнодорожных цистернах, что осложняет их прием и хранение, не позволяет применять при небольших объемах работ.

В НИИЖБ разработан способ получения комплексных порошкообразных модификаторов полифункционального действия (ПФМ) на основе органических веществ и твердых стабилизаторов — безводных солей неорганических кислот, которые необходимо растворить или разбавить в воде. Разработана принципиальная схема совмещения компонентов и оптимальные составы порошкообразных ПФМ на основе регуляторов структуры (микрогазопенообразователи, гидрофобизаторы), регуляторов процессов схватывания и твердения, пластификаторов, в том числе суперпластификаторов (модификаторы типа «ЦЛК», «КМБП», «Промопласт»). При этом предполагается, что используются исходные компоненты соединения, не взаимодействующие друг с другом, в противном случае эффект их применения может быть снижен.

Экспериментально установлено, что с помощью модификаторов типа ЦЛК на основе кремнийорганических соединений

Показатели долговечности конструкций	Основной технологический эффект, обеспечивающий повышение стойкости	Модификатор			Дополнительные эффекты действия на бетонную смесь и бетон
		вид	тип связей, обусловливающий повышение стойкости	общая формула	
Высокая морозостойкость (Мрз⩾1000), в т. ч. и при низких отрицательных температурах (—60°С), (Мрз 100—300). Повышенная сульфатостойкость	Газовыделение, слабая или умеренная гидрофобизация	Алкилгидросилоксаны, алкил (арил)-гидридсилсескиоксаны	Si—H $H_{акт}$=0,7—1,76%	 где R—$CH_3C_2H_5$	Пластификаторы IV и III групп (ГОСТ 24211—80), замедление схватывания смесей и кинетики твердения бетона на ранних стадиях
Повышенная морозостойкость, в т. ч. при действии минерализованных вод (Мрз 300—600) и сульфатостойкость	Умеренное воздухововлечение и гидрофобизация	Алкилсиликонаты и алюмосиликонаты натрия	Si—ONa		Пластификаторы III группы. Регуляторы скорости схватывания смесей и кинетики твердения бетона
Высокая коррозионная стойкость в условиях капиллярного подсоса и испарения сильноминерализованных вод, (суммарное содержание солей до 250 г/л). Повышенная морозостойкость (Мрз 300—400)	Воздухововлечение, сильная гидрофобизация	Алкоксисилоксаны	Si—OR	 где R′—C_6H_5 R″—C_3H_5, C_4H_7, C_4H_9	Пластификаторы IV группы. Сильные замедлители схватывания смесей и кинетики твердения бетона

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

и традиционных ПАВ микропенообразующего и пластифицирующего действия водопотребность бетонных смесей снижена на 10...15%, подвижность увеличена с 2...4 см до 10...15 см без снижения прочности бетона. Применение модификаторов типа КМБП и «Промопласт» на основе суперпластификаторов позволяет снизить водопотребность смесей на 20...25% и повысить их подвижность соответственно с 2...4 см до 20...22 см без снижения прочности бетонов, в том числе и при тепловлажностной обработке.

Бетоны естественного твердения и подвергнутые тепловлажностной обработке с модификаторами типа ЦЛК характеризуются высокой коррозионной стойкостью и морозостойкостью (Мрз 500....800 по ГОСТ 10060—76). В наибольшей степени эти свойства возрастают при применении ПФМ, содержащих газовыделяющие компоненты типа полигидросилоксанов и гидридсесквиоксанов.

С применением модификаторов типа КМБП и «Промопласт» явилась возможность решить задачу получения бетонов с пределом прочности на сжатие 400...500, Мрз 500 из смесей литой консистенции (О. К. 20...22 см).

Бетоны с ПФМ обладают повышенными защитными свойствами по отношению к стальной арматуре и пониженной проницаемостью за счет снижения водосодержания бетонной смеси и модификации поровой структуры.

Определены эффективные области их использования для улучшения технологических свойств смеси, физико-технических свойств бетона, его долговечности.

Результаты работ по созданию конструкций и сооружений высокой коррозионной стойкости при использовании модификаторов гидрофобизирующего, гидрофобно-структурирующего и высокопластифицирующего действия внедрены в практику отечественного строительства при возведении объектов и сооружений в суровых климатических условиях Крайнего Севера, Дальнего Востока, а также районов Средней Азии.

В настоящее время по результатам работ создан технологический регламент на промышленное производство порошкообразных комплексных модификаторов полифункционального действия. Осуществлено внедрение опытных партий ПФМ в практику строительства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Батраков В. Г. Повышение долговечности бетона добавками кремнийорганических полимеров. — М.: Стройиздат, 1968. — 134 с.
2. Структура и морозостойкость гидротехнического бетона с добавкой ГКЖ-94/В. М. Москвин, В. Г. Батраков, О. В. Кунцевич и др. // Бетон и железобетон. — 1980. — № 7. — С. 20—22.
3. Кунцевич О. В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера. — Л.: Стройиздат, 1983. — 131 с.

Стандарты и нормативные документы

УДК 691.87:693.554.006

Стандарт на сварные соединения арматуры

Госстроем СССР утвержден ГОСТ 14098—85 «Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры», разработанный НИИЖБом. Стандарт введен в действие с 1 января 1987 г. Он заменяет ныне действующие: ГОСТ 14098—68, ГОСТ 19292—73, ГОСТ 19293—73 и регламентирует конструкции и размеры сварных соединений практически всех типов, применяемых в отечественном строительстве.

В стандарт внесены сварные соединения, предназначенные для обычных и преднапряженных железобетонных конструкций, армированных проволокой и стержневой арматурой диаметрами до 40 мм включительно. Сварные соединения сеток, каркасов, закладных изделий, отдельных стержней следует изготовлять, как правило, на заводах строительной индустрии; сварные соединения для сопряжения узлов железобетонных элементов: колонн, балок, ограждающих конструкций, а также арматурных блоков и отдельных стержней — в монтажных условиях при возведении сборных и монолитных железобетонных конструкций. В стандарте предусмотрены типы сварных соединений и способы сварки, необходимые при использовании горячекатаной арматуры классов А—I...А—VI и термомеханически упрочненной свариваемой арматуры классов Ат—IIIС и Ат—IVС, а также Ат—V, возможность сварки которой ограничена.

По сравнению с ранее действующими, ГОСТ 14098—85 расширяет возможности применения новых эффективных арматурных сталей, дополняя, уточняя, а иногда отменяя положения СНиП 2.03.01—84.

В стандарт включены, помимо широко применяемых, перспективные конструкции сварных соединений, разработанные строительными организациями и используемые пока в ограниченных объемах. Приняты новые обозначения типов сварных соединений, способов и технологических особенностей сварки крестообразных, стыковых, нахлесточных и тавровых соединений. Обозначения имеют следующую структуру, состоящую из четырех символов: *1* — тип сварного соединения: К — крестообразное; С — стыковое; Н — нахлесточное; Т — тавровое; *2* — номер соединения; *3* — способ сварки: К — контактная; Р — ручная; М — механизированная; *4* — технологическая особенность способа.

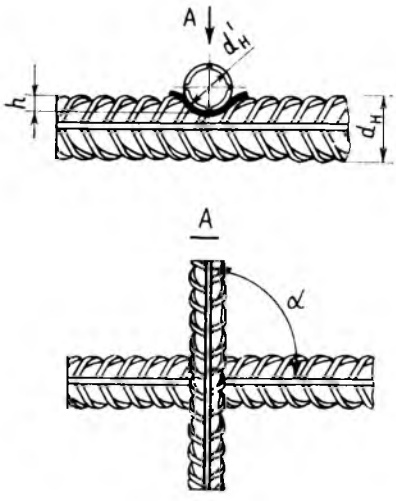
Таким образом, например С8 — Мф обозначает стыковое соединение, выполненное ванной механизированной сваркой под флюсом в инвентарной форме с вертикальным положением стержней.

В дополнение к ГОСТ 2601—84 «Сварка металлов. Термины и определения основных понятий» в обязательном приложении к новому стандарту приведены термины и определения, связанные со сваркой арматуры железобетонных конструкций. Это позволяет унифицировать техническую и технологическую документацию.

Основные таблицы ГОСТ 14098—85 необходимы для проектировщиков и производственников. В них даны подробные конструктивно-технологические размеры сварных соединений всех типов, выполняемых различными способами. В зависимости от способа сварки разрешены к применению определенные классы арматуры. Кроме того, учитывая особенности поведения стали при сварке соединений некоторых конструкций, уточнен не только класс арматуры, но и марка стали. Отсутствие в таблицах того или иного класса арматуры или марки стали означает запрещение их использования в рабочих изделиях и конструкциях.

Для наиболее распространенных крестообразных соединений типа КI-Кт, выполняемых контактной точечной сваркой (рисунок), конструктивные размеры приведены в таблице. При этом для арматуры классов Ат—IVС, Ат—IVК (марок 08Г2С и 10ГС2) и Ат-V значения относительных осадок $h/d_н'$ должны соответствовать принятым для арматуры класса Ат—IIIС при отношениях $d_н'/d_в$, равных 0,50; 0,33 и 0,25. Стержни меньшего диаметра ($d_н'$) можно изготовлять только из стали классов В—I, Вр—I, А—I, А—II и А—III, но не высокопрочных,

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru



Крестообразное соединение типа К1 — Кт

Эти конструкторские и технологические требования предъявляются к изготовлению сварных арматурных изделий в заводских условиях.

В стандарте представлен еще один тип соединения К3—Рр, используемый для изготовления тех же изделий в условиях строительной площадки, — сварка крестообразных соединений арматуры дуговыми прихватками. При использовании горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры первостепенное значение имеют марки стали, из которых она прокатана. Очевидно, что арматуру того же класса, но из других марок стали применять нельзя. Аналогичность рассмотренных конструктивных форм крестообразных соединений стержней, применяемых в сетках и каркасах, не означает их полной идентичности. Технико-экономические характеристики сопоставляемых способов сварки различны: чистое время сварки в соединениях К3—Рр в 4 раза больше, чем при контактной точечной сварке; прямые затраты возрастают в 3 раза, а затраты труда рабочих более, чем в 1,5 раза, и т. д. В первом случае соединения в зависимости от характера конструкций могут быть расчетными, обеспечивающими временное сопротивление срезу на уровне браковочной прочности арматуры меньшего диаметра, или 50% прочности по ГОСТ 23279—85. Во втором случае требования к прочности при срезывающих усилиях не предъявляются. Однако в обоих случаях временное сопротивление разрыву рабочей арматуры будет удовлетворять требованиям ГОСТ 10922—75.

Технико-экономические сведения приведены в справочном приложении стандарта.

Важнейшей комплексной оценкой стандартизированных конструкций сварных соединений является оценка их эксплуатационных характеристик, учитывающая свариваемость стали, ее прочностные данные, пластичность, ударную вязкость, металлографические факторы и т. д. Она выражена в балльной системе, действенной при обеспечении оптимальных технологических условий сварки. Такая система оценки сварных соединений введена в стандарт в виде обязательного приложения впервые в отечественной и зарубежной практике. Наивысшей оценкой является 5 баллов, наименьшей — 3 балла. Это допускает применение выбранных типов соединений и способов их сварки и характеризуется браковочными значениями ГОСТ 10922—75.

Использование приложения предусматривает самостоятельную, без согласований, замену типов соединений и способов сварки, указанных в чертежах типовых и индивидуальных рабочих проектов зданий и сооружений, на равноценные по эксплуатационным качествам.

Таким образом, введение в действие стандарта позволяет обеспечить проектирование и последующее производство сварных арматурных изделий, обладающих высокими технико-экономическими показателями; использовать единые термины и определения соединений арматуры железобетонных конструкций всех типов, выполняемых различными способами сварки; обеспечить равноценную замену одних типов сварных соединений другими для аналогичных конструкций в зависимости от возможностей производства; установить рациональные области применения сварных соединений.

А. М. ФРИДМАН, канд. техн. наук,
Э. Ф. ГОРОХОВА, инж.,
Л. А. ЗБОРОВСКИЙ,
Ф. И. МАШЛЕНКО, кандидаты техн. наук, В. В. БАКОНИН, инж.

Класс арматуры меньшего диаметра	$d_н$, мм	$h/d'_н$, обеспечивающее прочность не менее требуемой ГОСТ 10922—75 при $d'_н/d_н$				Минимальное отношение $h/d'_н$, обеспечивающее монтажную прочность
		1,00	0,50	0,33	0,25	
В-I, Вр-I	3—5	0,35—0,50	0,28—0,45	0,24—0,40	0,22—0,35	0,17
А-I	6—40	0,25—0,50	0,21—0,45	0,18—0,40	0,16—0,35	0,12
А-II	10—40	0,33—0,60	0,28—0,52	0,24—0,46	0,22—0,42	0,17
А-III	6—40	0,40—0,80	0,35—0,70	0,30—0,62	0,28—0,55	0,20
Ат-IIIС	10—28	0,40—0,60	0,35—0,46	0,30—0,46	0,28—0,42	0,20
А-IVС	10—28	См. п. 10 стандарта				
Ат-IVК	10—28	То же				
Ат-V	10—28	То же				

Примечания: 1. Значения $d'_н/d_н$, не совпадающие с приведенными, следует округлять до ближайшего значения, указанного в таблице. 2. Угол λ по рисунку равен 30...90°.

На ВДНХ СССР

Партерный бетоносмесительный узел

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» на выставке «Дальнейшее развитие индустриализации и повышение производительности труда в капитальном строительстве» ПО Мосспецжелезобетон Главмоспромстройматериалов демонстрирует партерный бетоносмесительный узел, состоящий из двух секций.

Одна секция оборудована пятью бункерами с регистрами подогрева для инертных материалов. Выгрузочные отверстия бункеров снабжены затворами с пневмоприводом. Под бункерами расположены два ленточных конвейера, транспортирующие заполнители к весовому дозатору, из которого материал поступает в ковшовый подъемник и далее непосредственно в смеситель, расположенный во второй секции. Последняя, кроме смесителя, оборудована двумя емкостями для приема цемента, дозатором цемента, дозатором воды и пультом управления бетоносмесительного узла. Управление осуществляет один человек.

Бетоносмесительный узел предназначен для обеспечения смесью технологических участков по изготовлению плит перекрытий каналов, деталей оград, дорожных плит, деталей теплотрасс и блоков транспортных пересечений.

Производительность узла 16 м³/ч. Экономический эффект от внедрения составляет 45 тыс. р.

Партерный бетоносмесительный узел впервые внедрен на заводе ЖБИ № 15 ПО Мосспецжелезобетон Главмоспромстройматериалов (109383, Москва, ул. Иловайская, 6).

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.012.45:551.58

В. А. ЯКУБОВ, председатель Госстроя ТаджССР; И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ, д-р техн. наук (ВНИПИТеплопроект); Е. Н. МАЛИНСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Использование климатических факторов южных районов в производстве железобетонных изделий

Проблема использования климатических факторов южных районов нашей страны как значительного резерва энергосбережения при изготовлении железобетонных изделий и конструкций приобретает актуальное значение.

Традиционная технология бетона в условиях сухого жаркого климата относила солнечную радиацию, температуру воздуха, его относительную влажность и скорость ветра в основном к разряду негативных факторов, приводящих к серьезным осложнениям в производстве бетонных работ, поэтому до последнего времени основное внимание уделяли нейтрализации отрицательных последствий этих факторов. Даже при тепловлажностной обработке изделий и конструкций до недавнего времени температуру окружающей среды и солнечную радиацию практически не учитывали.

Широкомасштабному применению климатических факторов южных районов в технологии бетона было посвящено IV Всесоюзное координационное совещание по проблеме «Технология бетонных работ в условиях сухого жаркого климата», которое проходило в Душанбе в сентябре 1986 г.

В работе совещания приняли участие 324 представителя от различных организаций из 12 республик страны. Было заслушано и обсуждено 4 основных доклада и 32 сообщения ведущих ученых, проектировщиков и производственников по различным аспектам использования климатических факторов южных районов при изготовлении железобетонных изделий и конструкций.

На совещании отмечалось, что заводское производство сборного железобетона весьма энергоемкий технологический процесс в строительной индустрии. Средние удельные расходы тепловой энергии составляют 450 Мкал/м³, из них 50...70 % расходуется на ТВО бетонных и железобетонных изделий. В регионах с сухим жарким климатом теплопотребление предприятий сборного железобетона не снижается, а имеет более высокие значения по сравнению с регионами умеренного климата. Влияние климатических факторов южных районов в современных заводских технологических процессах почти полностью нейтрализуется, а ускорение твердения бетона достигается традиционным пропариванием с использованием теплопотребляющих установок с низкими значениями теплового к. п. д. (0,05...0,15). Для заводской технологии характерны постоянные круглогодичные режимы ТВО бетона без сезонной регламентации. Выделение предприятиям по производству сборного железобетона завышенных фондов на энергоресурсы тормозит внедрение новых энергосберегающих режимов и технологий, исключает экономию и сокращение потерь топливно-энергетических ресурсов. В заводской технологии не используются реальные возможности таких климатических факторов, как температура окружающей среды и солнечная радиация, позволяющие на 30...40% сократить годовое теплопотребление заводов сборного железобетона на технологические нужды.

В настоящее время в строительной индустрии страны созданы основы промышленной технологии использования солнечной энергии для ТВО сборного железобетона, не имеющей зарубежных аналогов. Разработаны принципиально новые способы гелиотермообработки, наиболее простым и эффективным среди которых является гелиотермообработка изделий с применением покрытий СВИТАП. Этот способ предназначен в первую очередь для заводов и полигонов южных регионов страны, на которых изготовляется свыше 30% общего объема сборного железобетона. Трехлетняя практика эксплуатации гелиополигонов в Ташкенте, Нариманове, Намангане и других городах показала, что гелиотермообработка изделий с применением покрытий СВИТАП позволяет отказаться от традиционного пропаривания изделий в течение 6...7 мес в году, обеспечивая получение бетона высокого качества при суточном цикле оборачиваемости форм, экономию до 70...100 кг условного топлива на 1 м³ изделий и более 0,5 т воды, снижение себестоимости изделий на 3...6 р/м³.

Участники совещания ознакомились с гелиотехнологией на полигонах, действующих в Душанбе в системе Минстроя ТаджССР, Таджикагропромстроя и Минводхоза ТаджССР.

В 1986 г. в стране изготовлено свыше 1 млн. м³ железобетонных и бетонных конструкций с использованием солнечной энергии. Однако потенциальная возможность применения гелиотермообработки сборного железобетона уже в настоящее время составляет около 10 млн. м³.

Не все республиканские строительные министерства и ведомства применяют эффективные энергосберегающие технологии. При этом им устанавливают задания только по объемам выпуска сборного железобетона по гелиотехнологии, но не по экономии топливно-энергетических ресурсов. Несовершенство существующей системы планирования по достигнутому уровню приводит к сокращению лимитов на топливно-энергетические ресурсы предприятиям, внедряющим энергосберегающую технологию, в то время как остальным предприятиям сохраняются прежние завышенные фонды.

Отмечалось также, что иногда предприятия и министерства вместо реализации прогрессивной гелиотехнологии отчитываются по новой технике объемами сборного железобетона, изготовленного с естественным вызреванием в условиях жаркого климата. Такое технически безграмотное использование климатических факторов приводит к резкому обезвоживанию бетона, снижению его физико-механических свойств, потере 40...50% прочности, появлению трещин и фактическому выпуску брака в массовом количестве.

Совещание считает проблему использования климатических факторов в южных районах страны одной из важнейших по снижению энергоемкости производства сборного железобетона, его себестоимости и повышению качества продукции. Преимуществом технических решений по

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

использованию повышенной температуры окружающей среды и солнечной радиации являются их высокая экономическая эффективность в процессе производства и незначительные начальные капиталовложения. Всем строительным министерствам и ведомствам, научно-исследовательским, проектным организациям, СКТБ, ДСК и заводам ЖБИ рекомендовано более оперативно и широко разрабатывать и внедрять энергосберегающие технологии производства изделий и конструкций с использованием климатических факторов южных районов и, в первую очередь, технологию ускоренного твердения бетона.

Широкое применение должны найти гибкие режимы и способы тепловлажностной обработки с сезонной регламентацией их параметров. В летних условиях для использования тепла окружающей среды (при температуре свыше 15°С) предпочтительны двухстадийные режимы ТВО бетона с приобретением в тепловых установках лишь распалубочной прочности и последующим достижением отпускной прочности в зонах дозревания на складах готовой продукции. Актуально развитие комплексных научно-исследовательских, опытно-конструкторских и технологических работ по проблеме ранней распалубки сборного железобетона в процессе тепловлажностной обработки с целью сокращения его энергоемкости.

Рекомендовано обеспечить широкомасштабное использование солнечной энергии в технологии сборного железобетона в южных регионах страны и прежде всего для гелиотермообработки изделий в полигонных условиях. Наиболее эффективны технические решения по прямому использованию солнечного излучения с естественной плотностью потока для тепловлажностной обработки изделий непосредственно в гелиоформах.

Для практической реализации интенсивного снижения расходов энергии на производство сборного железобетона строительным министерствам и ведомствам рекомендовано рассмотреть вопросы ускоренного внедрения гелиотехнологии при производстве сборного железобетона: подготовить и осуществить мероприятия по переводу в течение 1987—1988 гг. большинства полигонов, расположенных в районах с жарким климатом, на гелиотермообработку изделий, а до 1990 г. обеспечить применение этой технологии на всех полигонах, в том числе и круглогодичного действия; включить отчетность по выпуску сборного железобетона с применением гелиотермообработки в основные показатели выполнения плана предприятиями; установить строгий контроль за технологией производства изделий на гелиополигонах, обеспечив соблюдение разработаных НИИЖБом и ВНИПИТеплопроектом рекомендаций и обязательную отчетность по форме 4—НТ; при формировании годовых планов экономического и социального развития СССР на последующие годы двенадцатой пятилетки предусмотреть дальнейшее увеличение объемов применения гелиотехнологии, доведя производство изделий по этой технологии в 1990 г. до 8..9 млн. м³.

Госстрою СССР необходимо утвердить и издать подготовленные инструктивно-нормативные документы по гелиотермообработке сборного железобетона для более широкого ее внедрения и повышения эффективности принимаемых технологических решений на стадии проектирования, строительства и эксплуатации гелиополигонов, а также разослать инструктивные письма, регламентирующие безусловное обеспечение качества выпускаемой продукции.

Намечено продолжить исследования по гелиотермообработке изделий из легких бетонов на пористых заполнителях, по расширению номенклатуры изделий, изготовляемых на гелиополигонах, в том числе преднапряженных, по организации двух- и трехсменной работы гелиополигонов без дополнительных источников энергии, по рациональным схемам использования гелиотеплоснабжения внутрицеховых тепловых агрегатов, по совершенствованию способов комбинированной гелиотермообработки изделий в условиях круглогодичной эксплуатации гелиополигонов, а также по применению гелиотехнологии в монолитном строительстве. При этом особое внимание следует уделить исследованиям по расширению географической зоны применения гелиотермообработки изделий (севернее 50° с. ш.) и разработке единой методики расчета экономического эффекта от внедрения в производство гелиотехнологии.

Проектным организациям рекомендовано продолжить работы по созданию высокомеханизированных технологических линий по производству сборных железобетонных изделий с использованием гелиотермообработки, позволяющих наиболее эффективно реализовать преимущества энергосберегающих технологий, основанных на использовании климатических факторов южных районов.

УДК 691.327:539.61

Адгезия между полимерами и бетоном

В сентябре 1986 г. в Провансе (Франция) состоялся организованный РИЛЕМ международный симпозиум, посвященный адгезии полимеров с бетоном.

На симпозиуме было рассмотрено десять тематических направлений: научное объяснение адгезии; свойства бетонной поверхности; свойства склеивающего материала; покрытия и покраска; ремонт бетонной поверхности; сцепление нового бетона со старым; инъекция трещин; склеивание сборных элементов; приклеивание стали к бетону; измерение адгезии.

К 69 докладах приведен большой теоретический, экспериментальный и практический материал. Рассмотрены методики испытаний, составы клеющих композиций, результаты исследований, даны схемы, фотографии, таблицы и графики. Проблема адгезии исследуется во многих странах. Разделение тематики по указанным направлениям условно, так как доклады часто охватывают многие вопросы и перемежаются между собой.

Адгезия полимеров к бетону рассматривается с различных позиций. Толщина и свойства переходной зоны между адгезивом и поверхностью бетона определяются с учетом четкого анализа влияния влажности, температуры, радиации и пр. (Бельгия). Наличие напряжений из-за физических и химических явлений выявляется, главным образом, осмотическим и капиллярным давлением. Такие локальные дефекты в полимерном слое или в зоне контакта могут привести к местным напряжениям и повреждениям (ФРГ). Механизм разрушения анализируется на примере упругих и вязкоупругих тел с полимерным клеем (Франция). Для исследования напряжений в контактном слое применяют методы фотоупругости (Польша). Для увеличения адгезионной способности между цементной матрицей и заполнителем в бетоне используют эфир целлюлозы (Япония).

Поверхность бетона оценивают при получении качественной поверхности изде-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

лий после распалубки в зависимости от адгезии бетона к различным материалам опалубки (СССР, ФРГ).

Свойства склеивающего материала исследуют в зависимости от температурного эффекта на деформации ползучести (Индия) и химических свойств эпоксидной смолы с кварцевым наполнителем (ГДР). Клей для бетона на основе эпоксидных смол выбирают в лабораторных условиях и на строительной площадке при различной температуре; образцы испытывают на сжатие, изгиб, срез (Швейцария). Изучается влияние эфира целлюлозы на однородность структуры бетона применительно к прочности склеивания, так как в таком бетоне снижается выделение цементного молока на поверхность, в связи с чем ее можно обрабатывать (Япония).

Полимерные защитные покрытия наносят на многие железобетонные сооружения как вновь строющиеся, так и на старые. В некоторые покрытия вводят пигмент. Более 80% покрытий имеют в основе эпоксидные и полиуретановые полимеры. Особенно широко покрытия применяют при строительстве мостов, тоннелей и плотин, так как они надежно защищают конструкции от атмосферных воздействий, абразивных веществ и воды (Франция). Эта проблема рассматривается также применительно к шоссейным дорогам длиной 40 тыс. км и 23000 мостов, при этом обращается внимание на наличие влаги в контактной зоне покрытия с бетоном (ФРГ). Для предотвращения образования и развития трещин в бетон вводится стекловолокно (Польша). Отмечается, что покрытия на эпоксидных и акриловых смолах задерживают процессы карбонизации бетона и коррозии арматуры (Япония). Высокие антикоррозийные свойства покрытий имеют составы на модифицированных инден-кумароновых полимерах (СССР), а также на полиэфире (Китай).

Ремонт бетона цементно-акриловыми составами разработан при помощи торкретирования (Италия). Новый тип материала на основе винилового эфира предлагается для ремонтных работ (Китай). Даются характеристики полимерцементных составов для ремонта бетона, которые наносят слоями до 50 мм толщиной (Япония). Специфичен ремонт железобетона (Швейцария) и непосредственно защита при этом арматуры. Приведен многолетний опыт ремонта бетона взлетно-посадочных полос парижских аэродромов (Франция). Исследуется поведение полимерных покрытий с бетоном под различными нагрузками (ЧССР).

Сцепление нового бетона со старым рассматривается применительно к укладке монолитного бетона с перерывом во времени (Югославия), ремонту сборных конструкций (СРР). Исследуются прочность сцепления при статических и циклических нагрузках (Бельгия), а также различные параметры, влияющие на сцепление (Канада). Оцениваются варианты конфигурации верхнего слоя форм для укладки в них бетона и изготовления преднапряженных балок; формы изготовляют из бетонополимера на основе полиметилметакрилата (Япония).

Инъекция трещин проводится для ответственных сооружений, таких как ограждение ядерного реактора, для увеличения воздухонепроницаемости. Для этой цели применяется суперждкая эпоксидная смола и силикат натрия. Изучается также влияние воды на свойства эпоксидных смол при их смешении для инъекционных работ, температурные условия и специфика инъектирования микропор в бетоне (Франция). Исследуется качество железобетонных конструкций с инъектированными трещинами разной ширины и увеличение при этом долговечности их работы (ФРГ). Уделено внимание исследованиям таких конструкций, а также применению нового высокомолекулярного метакрилата для ремонта трещин (США).

Разработана технология склеивания сборных железобетонных балок после автоклавной обработки для устройства панелей на высоту комнаты с оконными и дверными проемами. Установлена прочность склеивания отдельных узлов сборных элементов (ФРГ). Приведены результаты исследований соединений на эпоксидной смоле преднапряженных элементов мостов. Изучено влияние окружающей климатической среды и различных нагрузок на прочность склеенных швов в бетоне (Франция).

Больше всего докладов посвящено приклеиванию стали к бетону для усиления или восстановления железобетонных конструкций. Клей для этого, как правило, изготовляют на эпоксидных смолах. Использование для приклейки полосовой стали задерживает распространение трещин. Этот метод стал довольно распространенным в Англии. Лабораторные и практические результаты подтверждают надежную работу бетонных элементов с приклеенными стальными полосами при различных атмосферных воздействиях, кроме высоких температур. Качество приклеивания зависит от поверхности бетона и стали и квалификации персонала (Нидерланды). Усиление конструкций со значительными трещинами приклеиванием арматуры исключает их инъектирование (Польша). Различные варианты такого внешнего армирования бетонных элементов делают их аналогичными железобетонным конструкциям (Югославия). Проведены теоретические исследования деформаций ползучести в клеевом соединении сталь — бетон (Италия). Имеются экспериментальные данные поведения тавровых железобетонных балок с приклеенной полосовой сталью при усталостных напряжениях. Для снижения таких напряжений приклеивание стальных полос применяют в конструкциях неразрезных пролетов мостов (ФРГ). Исследования теории механики позволяют проводить ремонт и усиление указанным способом. Поведение приклеенных стальных полос изучено в непосредственной близости от трещин (Франция).

Измерение адгезии проведено в указанных исследованиях. В данном разделе специально смонтированы работы, посвященные только этому направлению, например: оценка качества ремонта бетона во Франции, сопротивление заделанных в бетон анкеров (Бельгия), оценка измерений при ремонте дорожного полотна мостов (ФРГ), испытание адгезии полимерцементного раствора к цементному различными методами (Япония), оценка адгезии полимерцементных растворов (Швейцария) и др.

В. Г. МИКУЛЬСКИЙ, д-р техн. наук, проф.

В 1988 г. Стройиздат выпустит книги

Самарин С. А. **Защита сопряжений панельных стен зданий от атмосферных воздействий.** — Л.: Стройиздат, 1988 (II кв.). — 6 л.: ил. — (Наука — строит. пр-ву). — 90 к.

Яковлев А. И. **Расчет огнестойкости строительных конструкций.** — М.: Стройиздат, 1988 (I кв). — 10 л.: ил. — 1 р. 60 к.

Шипилевский Б. А. **Индустриальные методы отделки железобетонных конструкций.** — М.: Стройиздат, 1988 (I кв). — 10 л.: ил. — (Курсом ускорения науч.-техн. прогресса). 60 к.

Агаджанов В. И. **Экономика повышения долговечности и коррозионной стойкости строительных конструкций.** — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1988 (I кв.). — 10 л. — 50 к., 5000 экз.

Алехин Ю. А., Люсов А. Н. **Экономическая эффективность использования вторичных ресурсов в производстве строительных материалов.** — М.: Стройиздат, 1988 (I кв.). — 28 л. — (В пер.): 1 р. 60 к., 5000 экз.

Арутюнян Н. Х., Зевин А. А. **Расчет строительных конструкций с учетом ползучести.** — М.: Стройиздат, 1988 (IV кв.). — 14 л.: ил. — (Наука — строит. пр-ву). — 2 р. 20 к., 4900 экз.

Воеводин А. А. **Предварительно напряженные системы элементов конструкций.** — М.: Стройиздат, 1988 (III кв.). — 16 л.: ил. — 2 р. 50 к., 4900 экз.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 69.057.12
Васильев А. П., Матков Н. Г., Жук В. М. **Бессварные стыки колонн с высокопрочной арматурой в каркасах многоэтажных зданий** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 4—6.
Изложены результаты экспериментально-теоретических исследований внецентренно сжатых колонн с контактными стыками в сочетании с продольной высокопрочной арматурой и сетками поперечного армирования с плоскими торцами. Рассмотрены новые конструктивные решения стыков колонн с анкеровкой выпусков арматуры на цементных и полимерных растворах в трубках при монтаже и обжатием стержней с трубками в жестких матрицах в прессе (домкрате) в условиях завода. Приведены результаты исследования прочности, деформативности и трещиностойкости клеевых стыков колонн при статическом загружении с большими эксцентриситетами, установлены факторы, влияющие на их несущую способность и длину анкеровки. — Ил. 4, табл. 1. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.012.35/45
Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т., **Выносливость сборно-монолитных конструкций с бессварными стыками**//Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — 6—8.
Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований выносливости сборно-монолитных железобетонных конструкций с бессварными стыками. Испытаны девять образцов, в масштабе 1:4, из них семь на многократно повторную нагрузку. Приведена методика расчета таких конструкций на выносливость. — Ил. 4, табл. 2.

УДК 624.073
Семченков А. С., Алексеев О. В., Карнет Ю. Н. **Пространственная работа многопустотных плит безопалубочного формования** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 8—11.
Рассмотрены основные результаты экспериментального исследования перспективных конструкций перекрытий. Изучена совместная работа плит безопалубочного формования высотой 22 см в составе натурного фрагмента перекрытия конструктивной ячейки здания размером 6×6 м, опертой по трем сторонам, на различные загружения вертикальной полосовой нагрузкой. Получены схемы разрушений и предельные значения прогибов и нагрузок. Разработаны рекомендации по проектированию плит перекрытий с учетом пространственной работы. — Ил. 3. Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.078.012.46.044
Дех О. С. **Самонапряженные петлевые стыки в изгибаемых элементах** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 11—12.
Изложены результаты исследований петлевых изгибаемых стыков, замоноличенных бетоном на напрягающем цементе, приведены данные о их прочности, трещиностойкости и деформативности при различной нахлестке петель. Даны рекомендации по расчету прочности, трещиностойкости и величины самонапряжения стыков. — Ил. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.016.5:69.059.22:550.346
Килимник Л. Ш., Кулыгин Ю. С. **Повреждения каркасов зданий и сооружений при Кайраккумском землетрясении**//Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — 13—15.
Преведены результаты инженерного анализа повреждений железобетонных каркасов каркасных зданий и сооружений при Кайраккумском землетрясении 13 октября 1985 г. Даны характерные типы повреждений железобетонных каркасов, которые являются отличительными признаками наступления физических предельных состояний конструкций при интенсивных землетрясениях. — Ил. 4. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.327
Жуков В. В., Шевченко В. И., Баленко И. Ф. **Свойства бетона с шунгитовыми заполнителями при нормальных и высоких температурах** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 16—17.
Приведены экспериментальные данные прочности, модуля упругости, энергии разрушения, коэффициента интенсивности напряжений и характеристики хрупкости бетона с шунгитовыми заполнителями при температурах 20, 100, 250, 400 и 600°С. — Ил. 1, табл. 2.

УДК 691.327:666.9-128
Гольденберг Л. Б., Оганесянц С. Л. **Масштабный фактор в мелкозернистых бетонах** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 17—18.
Приводится анализ работ о масштабном факторе в мелкозернистых бетонах. Даны рекомендации по значению масштабных коэффицинатов в мелкозернистых бетонах. — Табл. 1. — Библиогр.: 16 назв.

УДК 691.327:539.4
Рахманов В. А., Розовский Е. Л., Цупков И. А. **Влияние динамического воздействия на прочностные и деформативные свойства тяжелого бетона** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 19—20.
С использованием разработанной методики проведены исследования влияния скорости деформации в диапазоне 10^{-5} ... $2 \cdot 10^{-1}$ 1/с на прочностные и деформативные свойства тяжелого бетона средней прочности при центральном сжатии. Показано, что деформации исследованного бетона увеличиваются практически пропорционально его упрочнению, а соотношение упруго-пластических свойств не зависит от скорости воздействия. — Ил. 5, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.01.46:539.4
Маркаров Н. А., Рябцева М. П. **Пути снижения передаточной прочности бетона в преднапряженных конструкциях**//Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 21—22.
Приведены рекомендации по назначению передаточной прочности бетона в преднапряженных конструкциях и критерии оптимизации для проектировщиков, позволяющие сделать пересчет действующих типовых серий, а также расчет новых конструкций с оптимальной передаточной прочностью бетона. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.547.32
Арбеньев А. С. **Бетонирование с непрерывным электроразогревом смеси** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 22—23.
Обобщены результаты исследований по бетонированию с электроразогревом смеси. Рассмотрена физико-химическая сущность технологии непрерывного бетонирования. Приводятся результаты испытаний виброэлектрореакторов. Ил. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 69.002.2.003.13
Бульба А. В. **Предприятия сборного железобетона в новых условиях хозяйствования** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 25—26.
Изложен круг экономических проблем, методических вопросов, связанных с переходом предприятий сборного железобетона на работу в новых условиях хозяйствования. Рассмотрены вопросы планирования, стимулирования, хозрасчета в системе совершенствования хозмеханизма, направленного на повышение эффективности производства сборного железобетона и улучшение обеспеченности строительных организаций конструкциями и изделиями.

УДК 69.002.2.004.68
Швейко Н. В., Митяева Т. Н. **Эффективность реконструкции предприятий сборного железобетона**//Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 27—28.
Рассмотрены некоторые направления интенсификации производства сборного железобетона. Приведены примеры расчета экономической эффективности расширения, реконструкции и технического перевооружения действующих предприятии. — Табл. 1. Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.45:539.4
Паньшин Л. Л., Симонов В. Л. **Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 29—30.
Изложены основные положения алгоритма расчета нормальных сечений изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов. Многополосная модель сечения позволяет учесть в случае необходимости различные физико-механические характеристики отдельных участков сечения или рядов арматуры. Для бетона и арматуры используют полные нелинейные диафрагмы деформирования, результаты расчета включают информацию о напряженно-деформированном состоянии сечения на всех стадиях его работы. — Ил. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.2/3:698.327.6.999.128
Лучко И. И., Гавриляк А. И. **Трещиностойкость сталебетонных изгибаемых элементов при воздействии различных нагрузок** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 30—31.
Изучена трещиностойкость сталебетонных изгибаемых элементов с листовой арматурой периодического профиля при воздействии кратковременных, длительных и повторных нагрузок. Приведены результаты теоретических и экспериментальных исследований ширины раскрытия нормальных трещин, моментов трещинообразования на образцах и в натурных балках. Уточнена формула СНиП 2.03.01—84 определения ширины раскрытия трещин для таких балок. — Табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 69.024.81.539.4
Залесов А. С., Быченков Ю. Д., Городецкий Е. А. **Прочность центральной зоны жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 32—34.
Приведены результаты испытаний узлов сопряжения ригелей с крайними колоннами каркасных зданий. Разработана усовершенствованная методика расчета прочности центральной зоны жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами. Рассмотрена расчетная модель в виде наклонной сжатой полосы, расположенной между сжатыми зонами в граневых сечениях примыкающих к узлу элементов. — Ил. 3. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 620.199:666.97
Бердов Г. И., Аронов Б. Л., Яворская В. А. **Прогнозирование прочности цементных материалов в смесях ультразвуковыми приборами** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 34—36.
Предложен метод прогнозирования прочности строительных материалов на основе цемента. Метод позволяет за 15...20 мин определять активность цемента, марку раствора и класс бетона в смеси. При остывании разогретой до 60°С испытываемой пробы смеси цемента фиксируется изменение времени прохождения ультразвука; эта величина пропорциональна прочности цементного камня. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 620.197:666.972.522
Гузеев Е. А., Пристромко О. А., Чернышев Ю. П. **Об оперативном контроле водонепроницаемости бетона**//Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 36—37.
Приведены результаты исследований по определению основных параметров для организации оперативного контроля водонепроницаемости бетона. Показана необходимость и возможность введения такого контроля для повышения качества и долговечности бетонных и железобетонных конструкций. — Табл. 4. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.328:666.9.019.3
Батраков В. Г. **Повышение долговечности железобетона добавками-модификаторами** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 40—42.
Излагаются основные направления возможности повышения коррозионной стойкости и морозостойкости бетонов введением в их состав добавок модификаторов, кремнийорганического рода, суперпластификаторов, а также комплексных модификаторов - полифункционального действия, в том числе в порошкообразной отпускной форме. Рассмотрены рациональные области применения таких бетонов в строительстве. — Табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.87:693.554.006
Стандарт на сварные соединения арматуры / А. М. Фридман, Э. Ф. Горохова, Л. А. Зборовский и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 42—43.
Дана информация о новом ГОСТ 14098—85 «Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры». — Ил. 1. табл. 1.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

CONTENTS

Vasiljev A. P., Matkov N. G., Zhuk V. M. Non-welded joints of columns with high-resistant reinforcement in frames of multi-storeyed buildings

Kirillov A. P., Mirsajapov I. T. Endurance of precast-monolith structures with non-welded joints

Semtchenkov A. S., Alexeev O. V., Karnet Yu. N. Spatial work of multi-voided slabs of non-boarding moulding

Dekh O. S. Self-stressed loop joints in bended elements

Zhukov V. V., Shevtchenko V. I., Balenko I. F. Properties of concrete with chunghite fillers under normal and high temperatures

Goldenberg L. B., Oganesjants S. L. Scale factor in fine-grained concretes

Rakhmanov V. A., Rozovsky E. L., Tsupkov I. A. Influence of dynamic action on strength and deformation properties of heavy concrete

Markarov N. A., Rjabtseva M. P. The ways of lowering of transmission strength of concrete in prestressed structures

Arbenjev A. S. Concreting with continued electro-heating of mix

Grinberg O. R., Kagner A. Z., Danilov M. P., Vetvitsky I. L. Reconstruction of tunnel chambers for thermo-humid treatment of articles by products of natural gas combustion

Panshin L. L., Simonov V. L. Stressed-deformed state of normal sections

Lutchko I. I., Gavriljak A. I. Crack-resistance of steel-concrete bending elements under action of different loads

Berdov G. I., Aronov B. L., Yavorskaja V. A. Prediction of cement material strength in mixes by supersonic devices

Guzeev E. A., Pristromko O. A., Tchernycheuv Yu. P. On operative control of concrete non-permeability to water

Dzhigite S. G., Rodin Yu. L., Dzhigite D. G. The use of wastes of stone crushing for precast structures

Batrakov V. G. Raising of durability of reinforced concrete by additives-modificators

CONTENU

Vassiljev A. P., Matkov N. G., Zhouk V. M. Les joints non-soudés des colonnes avec des armatures à haute résistance dans les carcasses des bâtiments à plusieurs étages

Kirillov A. P., Mirsajapov I. T. La résistance des structures préfabriquées-monolithes avec des joints non-soudés

Semtchenkov A. S., Alexeev O. V., Karnet Yu. N. Le service spatial des dalles à plusieurs vides d'un formage sans coffrage

Dekh O. S. Les joints autocontraints en boucle dans les éléments flexibles

Zhoukov V. V., Chevtchenko V. I., Balenko I. Ph. Les propriétés du béton avec des aggrégats en chounghite sous les températures normales et hautes

Goldenberg L. B., Oganessjants S. L. Le facteur dimensionnel dans les bétons à grains fins

Rakhmanov V. A., Rozovsky E. L., Tsoupkov I. A. L'influence de l'action dynamique sur les propriétés de résistance et de déformation du béton lourd

Markarov N. A., Rjabtseva M. P. Les voies de l'abaissement de la résistance de transmission du béton dans les structures précontraintes

Arbenjev A. S. Le bétonnage avec le rechauffage électrique continu du béton frais

Grinberg O. R., Kagner A. Z., Danilov M. P., Vetvitsky I. L. La réconstruction des chambres-tunnels pour le traitement thermohumide des pièces par les produits de combustion du gaz naturel

Panchine L. L., Simonov V. L. L'état contraint-déformé des sections normales

Loutchko I. I., Gavriljak A. I. La résistance à la fissuration des éléments flexibles en acier-béton sous l'action des charges différents

Berdov G. I., Aronov B. L., Yavorskaja V. A. La prévision de la résistance des matériaux de ciment dans les mélanges par les appareils ultra-soniques

Gouzeev E. A., Pristromko O. A., Tchernycheuv Yu. P. Sur le contrôle operatif le l'imperméabilité à l'eau du béton

Dzhighite S. G., Rodine Yu. L., Dzhighite D. G. L'utilisation des déchets de concassage des pierres pour les structures préfabriquées

Batrakov V. G. L'accroissement de la durée de vie du béton arme par des adjuvants-modificateurs

INHALTSVERZEICHNIS

Wassiljew A. P., Matkov N. G., Shuck W. M. Säulenstösse ohne Schweissung mit hochfestem Bewehrungsstahl in Skeletten von mehrgeschossigen Gebäuden

Kirillow A. P., Mirsajapow I. T. Dauerfestigkeit von Fertigteilkonstruktionen mit monolithischem Verbund mit Stössen ohne Schweissung

Semtschenkow A. S., Aleksejew O. W., Karnet Ju. N. Räumliche Wirkung von hohlraumreichen Platten mit schalungsloser Formgebung

Dech O. S. Selbstgespannte schlingenförmige Stösse in auf Biegung beanspruchten Bauelementen

Shuckow W. W., Schewtschenko W. I., Balenko I. F. Betoneigenschaften mit Schungitzuschlagstoffen unter normalen und hohen Temperaturen

Goljdenberg L. B., Oganessjanz S. L. Masstäblicher Factor in feinkörnigen Betonen

Rachmanow W. A., Rosowskij Je. L., Zupkow I. A. Einfluss der dynamishen Wirkung auf Festigkeits-und Verformbarkeitseigenschaften des Schwerbetons

Markarow N. A., Rjabzewa M. P. Verringerungsverfahren der Übertragungsfestigkeit des Betons in vorgespannten Konstruktionen

Arbenjew A. S. Betonieren mit kontinuierlicher elektrischer Erwärmung der Mischung

Grinberg O. P., Kagner A. S., Danilow M. P. Wetwizkij I. L. Rekonstruktion der Kanäle fur Warmfeuchtbehandlung von Erzeugnissen mit Verbrennungsprodukten des Erdgases

Panjschin L. L., Simonow W. L. Spannungs-Dehnungs-Zustand von normalen Querschnitten

Lutschko I. I., Gawriljack A. I. Rissfestigkeit der auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauelemente unter Einwirkung von verschiedenen Belastungen

Berdow G. I., Aronow B. L., Jaworskaja W. A. Vorausbestimmung der Zementbaumaterialfestigkeit in Gemischen mit Ultraschallgeräten

Gusejew Je. A., Pristromko O. A., Tschernyschew Ju. P. Operative Kontrolle über Wasserundurchlässigkeit des Betons

Dshigit S. G., Rodin Ju. L., Dshigit D. G. Ausnutzung von Steinzerkleinerungsabfällen für Fertigteilkonstruktionen

Batrakow W. G. Steigerung der Dauerhaftigkeit des Stahlbetons mit Modifikatorzusätzen.

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), **В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков** (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова* Корректор *Т. Г. Бросалина*

Сдано в набор 13.05.87. Подписано в печать 04.06.87. Т-11640
Формат 60×90¹/₈. Печать высокая. Усл. печ. л. 6,0 Усл. кр.-отт. 6,75 Уч.-изд. л. 8,84
Тираж 14 385 экз. Зак. № 144

Почтовый адрес редакции: 101442, ГСП, Москва, Каляевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР по делам полиграфии, издательств и книжной торговли
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

К сведению авторов!

Направляемые в редакцию рукописи статей должны удовлетворять следующим требованиям.

1. Рукописи представляются **в 2-х экземплярах** и сопровождаются необходимой документацией.
2. Содержание статьи излагается предельно кратко и ясно, с практическими рекомендациями и выводами. Объем рукописи не должен превышать **7 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала,** включая таблицы, выводы и библиографический список. Формулы следует писать разборчиво, выделяя латинские и греческие буквы. Все имеющиеся по тексту формулы необходимо разборчиво и с указанной разметкой выписать (и пронумеровать в том же порядке, как они пронумерованы в тексте в круглых скобках) на отдельном листе стандартного формата. Между отдельными формулами надо оставить интервал в 4...5 строк. Иллюстрационный материал (3...4 рисунка, фото на глянцевой бумаге) также представляется в **2-х экземплярах.** Графики и схемы должны быть четкими, не перегруженными излишними линиями, формулами, обозначениями, надписями и размерами. Все позиции на рисунке или схеме, кривые на графике следует нумеровать арабскими цифрами и выносить их в подрисуночные подписи (прилагаются на отдельном листе). На оборотной стороне каждого рисунка (фото) необходимо проставлять карандашом его порядковый номер и фамилию первого автора статьи.
3. Таблицы должны быть компактными, по возможности упрощенными и не дублировать информации, содержащейся на графиках или вытекающей из текста статьи. Таблицы должны быть построены так, чтобы их можно было читать, не обращаясь к тексту статьи. Не предусмотренные стандартами словесные сокращения в таблицах не допускаются.
4. Ссылки на рисунки, таблицы и библиографический список следует приводить в тексте статьи. При необходимости в конце статьи приводится библиографический список, при ссылке на него и на авторские свидетельства необходимо давать **полные** библиографические сведения об этих источниках.
5. Рукопись (в первоначальном виде и после авторской доработки по замечаниям редакции и рецензентов) должна быть обязательно подписана всеми авторами. При визировании отредактированной статьи достаточно подписи одного из авторов. При отправке рукописи в редакцию необходимо **указать полные паспортные данные всех авторов, а также 6-значный почтовый индекс домашнего адреса и номера телефонов.**
6. Вместе с рукописью следует представлять в 2-х экземплярах отпечатанный на машинке реферат статьи объемом **3...4 предложения** с указанием ключевых слов статьи.

Рукописи и письма направлять по адресу: 101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская, 23а. Телефоны редакции: 292-41-34, 292-62-05.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

МОСКОВСКИЙ АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ ИНСТИТУТ

ОБЪЯВЛЯЕТ ПРИЕМ

специалистов с высшим образованием на специальный факультет переподготовки кадров по направлениям:

Системы автоматизированного проектирования (машин, дорог, ДВС, систем контроля и управления технологическими процессами) **Двигатели внутреннего сгорания** (рабочие процессы ДВС, конструирование, динамика, прочность и надежность ДВС)	**Срок обучения 9 месяцев**
Повышение надежности и износостойкости машин и систем (машин, парков машин, автотранспортных систем и подвижного состава, физико-химические методы повышения надежности деталей машин)	**Срок обучения 6 месяцев**
Стандартизация и управление качеством (в машиностроении, в промышленном производстве, при проектировании продукции)	

Обучение проводится с отрывом от производства.

В период обучения слушатели выполняют выпускные работы по тематикам, предложенным предприятиями, направившими специалистов на переподготовку.

Заявления принимаются не позднее 31 августа от лиц в возрасте до 45 лет, имеющих стаж практической работы не менее 3 лет.

Окончившие спецфакультет получают диплом установленного Минвузом СССР образца. Начало занятий с 1 октября.

Справки по телефону: 155-01-97.

Индекс 70050

Цена 60 коп.

Бетон и железобетон, 1987, № 7, 1—48.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru