

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3

1985



№ 1114555. ПО Строймаш. И. П. Бровкин и П. А. Рябчинский. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1114557. ЛИСИ. А. В. Болотный, В. П. Птичников, Е. Ф. Ушаков и др. **Устройство для заглаживания бетонных поверхностей.**

№ 1114558. ПТТ Нечерноземоргтехспецстрой. В. Г. Орлов. **Смеситель.**

№ 1114559. Куйбышевский филиал Оргэнергостроя. А. И. Черняев и Г. Х. Лиликина. **Автоматическое устройство для измерения подвижности бетонной смеси в процессе ее приготовления.**

№ 1114648. ВНИИ по защите металлов от коррозии. Ю. И. Нянюшкин, Ю. А. Землянугинов, Н. Ф. Шестеркина и др. **Полимерсиликатбетонная смесь.**

№ 1114650. Липецкий политехнический ин-т и СМТ Липецкстрой. Г. М. Васильева, Г. Е. Штефан, А. В. Соколов и И. Д. Жиров. **Полимербетонная смесь.**

№ 1114663. НИИСМИ. П. В. Захарченко, С. Д. Лаповская и И. Б. Удачкин. **Способ изготовления слоистых бетонных изделий.**

№ 1114749. ЦНИИЭП жилища. А. Э. Дорфман и Г. Н. Скороходова. **Узел соединения колонны и плиты перекрытия.**

№ 1114750. Оргэнергострой. А. П. Климов и Н. Е. Журавлева. **Складной блок сооружения.**

№ 1114754. Московское отделение Атомтеплоэлектропроекта. М. С. Квасной и В. М. Квасной. **Крепление плит утеплителя к металлическим листам ограждения.**

№ 1114758. МНИИТЭП. Г. Н. Львов, Г. И. Акулов, Э. З. Жуковский и В. Ф. Шабля. **Пространственное покрытие зданий и сооружений.**

№ 1114760. Московский ин-т инженеров землеустройства. Н. Н. Цаплев, С. Б. Виленский, С. И. Бейлин и др. **Стеновая панель из конструктивно-теплоизоляционного бетона.**

№ 1114763. КТБ Стройиндустрия. А. В. Андрейченко, А. Ф. Тупиков, В. В. Александров и др. **Защадная деталь для железобетонных изделий.**

№ 1114764. В. В. Подковыркин, В. П. Муранов и В. А. Иванов. **Несъемная железобетонная опалубка.**

№ 1114766. Белорусский политехнический ин-т. С. М. Ицкович и И. А. Горячева. **Способ возведения из крупнопористого бетона монолитных стен с оконными проемами.**

№ 1114767. Донецкий ПромстройНИИ-проект. Г. И. Гескин, Я. Д. Зенгин, И. А. Сауткин и др. **Установка для подъема скользящей опалубки.**

№ 1114768. ПТТ Оргтехстрой. Е. В. Дубровский. **Опалубка для замоноличивания стыков строительных конструкций.**

№ 1114770. СКБ Главмостостроя. Ю. А. Чудновский, П. Д. Супрун и др. **Стенд для изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций.**

№ 1114771. С. И. Андреев и В. Г. Воробьев. **Устройство для крепления панелей к колоннам.**

№ 36

№ 1115906. ЭКБ ВПО Союзстройконструкция. **Автоматическая линия для разгрузки бетонных элементов на поддонах из сушильных вагонеток.**

№ 1115907. А. И. Семенов. **Бетоноукладчик.**

№ 1116111. А. Ф. Зоценко. **Межплитный стык.**

№ 37

№ 1117223. Гатчинский сельский ДСК. М. С. Лебедев, В. О. Манинен, Ю. М. Легчилин и В. А. Орлов. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 38

№ 1118529. В. С. Боровков, Г. М. Фролов и А. М. Федосеев. **Устройство для формования изделий из бетонных смесей в форме.**

№ 1118624. ЦНИИЭП жилища. А. Э. Груз, В. А. Даева, А. С. Малогицкий и И. И. Миротворцев. **Способ приготовления пластификатора для бетонной смеси.**

№ 39

№ 1119851. Харьковский ин-т механизации и электрификации сельского хозяйства. В. Т. Дюбков, В. А. Фомин, Г. Н. Липский и др. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1119852. И. М. Конусов. **Форма для изготовления предварительно напряженных газобетонных изделий.**

№ 1119853. ПТТ Оргтехстрой. Н. А. Юровиц, А.—Р. А. Гаралювичус и В. Н. Климовский. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1119995. Хабаровский политехнический ин-т. М. В. Чернов, В. И. Судяков и М. И. Ядрышников. **Комплексная добавка для бетонной смеси.**

№ 40

№ 1121141. ЛенЗНИИЭП жилища. В. П. Обухов и М. П. Вахрушев. **Форма для изготовления предварительно напряженных изделий из бетонных смесей.**

№ 1121142. ЦНИИЭП жилища. Я. А. Урецкий. **Механизм распалубки наружных щитов формы.**

№ 1121253. ЦНИИЭП сельстрой. Г. В. Мишин, Б. И. Костенко, В. В. Зубов и А. Н. Хохряков. **Прозрачная камера для тепловлажной обработки бетонных изделий.**

№ 1121368. МИСИ С. Г. Арутюнов, А. А. Афанасьев, Б. И. Крюков и А. И. Меньялюк. **Глубинный виброуплотнитель для бетонной смеси.**

№ 1121369. МИСИ С. Г. Арутюнов и А. А. Афанасьев. **Глубинный виброуплотнитель.**

№ 41

№ 1122511. СКБ НПО Прокатдеталь. А. И. Невзоров, Ф. Я. Каменский, Ю. А. Давыдов и М. В. Прушинская. **Устройство для непрерывного изготовления железобетонных изделий.**

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

40-летию Великой Победы — наш ударный труд!	
Строители Подмосковья — юбилею Победы	2
Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!	
<i>Крылов Б. А., Сергеев К. И., Филатов В. П.</i> Особенности возведения монолитных конструкций при отрицательных температурах	4
<i>Мазур И. И.</i> Устройство подливок под колонны в зимнее время	5
<i>Арбенев А. С., Молодин В. В.</i> Заделка стыков с электроразогревом смеси	8
<i>Шпынова Л. Г., Федунь Б. В., Саницкий М. А., Островский О. Л., Шийко О. Я.</i> Бетон на безгипсовом портландцементе, твердеющий при отрицательных температурах	9
<i>Иванова О. С., Федорова Г. Д.</i> Применение бетона с противоморозными добавками в районе Якутска	10
<i>Соловьянич А. Р., Величко В. П.</i> Бетонирование конструкций морского пирса при отрицательных температурах воздуха и воды	12
<i>Красновский Б. М.</i> Предварительный пароразогрев бетонных смесей в технологии зимнего бетонирования	14
<i>Королева Г. П., Муквич В. П.</i> Устройство цементно-песчаных оснований дорог в зимних условиях	16
<i>Зубков В. И., Лагойда А. В.</i> Прогнозирование прочности бетона при бетонировании в зимнее время	18
Экономия ресурсов	
<i>Грызлов В. С., Александров С. Е., Каптюшина А. Г., Кривилев П. А.</i> Высокопрочный шлакобетон с повышенными теплозащитными свойствами	20
Конструкции	
<i>Тимофеев Ю. Л.</i> Опыт использования унифицированных железобетонных элементов 2Т	22
Бетоны	
<i>Булатов А. И., Видовский А. Л.</i> Обжатие цементным камнем заполнителей в бетоне	24
<i>Павлов В. И., Геворкян А. А.</i> Влияние хлористых солей натрия на теплопроводность газобетона	26
Заводское производство	
<i>Книгина Г. И., Хасанова М. К., Касимова С. Т.</i> Использование опоки для фасадной отделки зданий	28
<i>Митус В. М., Незгода Л. Д.</i> Технология изготовления армоперлита	29
Строительное производство	
<i>Балицкий В. С., Файзусович А. С.</i> Усиление железобетонных конструкций на реконструируемых предприятиях	31
<i>Брусков И. В., Будагянц Л. И., Иванов М. А., Чушкин А. П.</i> Напрягающий бетон в конструкциях фундамента турбогенератора	33
В помощь проектировщику	
<i>Шахов И. И., Шербатюк В. Н.</i> Прочность балок по наклонным сечениям при нагреве	34
Долговечность	
<i>Гузев Е. А., Сейланов Л. А.</i> Кинетика развития трещин в циклически замораживаемых изгибаемых элементах	35
Стандарты и нормативные документы	
<i>Гвоздев А. А., Краковский М. Б., Бруссер М. И., Игошин В. Л., Дорф В. А.</i> Связь статистического контроля прочности бетона с надежностью железобетонных конструкций	37
Арматура	
<i>Ногин С. И., Голобородько В. С.</i> Частотный прибор АП-12	39
Наши юбиляры	
<i>К 75-летию А. М. Горшкова</i>	40
Хроника	
<i>Бердичевский Г. И., Клевцов В. А.</i> Инженер, ученый, педагог	41
Информация	
<i>Михайлов К. В., Крамарь В. Г.</i> Симпозиумы ФИП 1984 года	42
<i>Квирикадзе О. П.</i> Международный симпозиум РИЛЕМ	44
<i>Исаченко В. Г., Шипов В. В.</i> Передовой опыт ленинградцев	45
<i>Крылов С. М., Погореляк А. П.</i> Работа бетона и железобетона при кратковременном и длительном нагружении	45
Зарубежный опыт	
<i>Хямяляйнен О.</i> Бетонные работы в зимних условиях	46

3

[360]
март 1985



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
МОСКВА

Строители Подмосковья — юбилею Победы

Передовые коллективы строителей Московской области, претворяя в жизнь решения XXVI съезда партии, последующих Пленумов ЦК КПСС, широко развернув социалистическое соревнование в честь 40-летия Победы советского народа в Великой Отечественной войне, обеспечили успешное выполнение плановых заданий и социалистических обязательств 1984 г. В эксплуатации введены важные народнохозяйственные объекты, жилые дома общей площадью более 2 млн. м². В капитальном строительстве области по всем источникам финансирования введены в действие основные фонды общей стоимостью 1684 млн. р., в том числе по объектам производственного назначения 1254,1 млн. р. и непроизводственного — 429,9 млн. р. На начало 1985 г. государственные комиссии приняли в эксплуатацию пусковые комплексы и объекты на 15 важнейших стройках, в том числе на 9 стройках первостепенной важности. Сданы в эксплуатацию мощности по производству 16,5 тыс. м³ сборного железобетона и 10 тыс. м³ товарного бетона на комбинате «Стройдеталь» в Мытищах. Общий объем товарной строительной продукции подрядных строительно-монтажных организаций в агропромышленном комплексе составил 951,5 млн. р. Основной генподрядчик Подмосковья Главмосблстрой выполнил объем товарной строительной продукции на сумму 617,7 млн. р., подрядных работ на сумму 740,4 млн. р.

Лучших результатов добились коллективы трестов Мосблстрой № 5 (Воскресенск), Мосблсельстрой № 24 и Мосблэлектромонтаж. Государственные комиссии приняли в эксплуатацию важнейшую стройку Московской области — сортопрокатный стан 350/250 на заводе «Электросталь», производственные мощности на Дмитровском экспериментальном комбинате арболитовых конструкций и изделий, на Тучковском ДСК и других объектах.

В целом по области в 1984 г. произведено 4644 тыс. т цемента и 3460 тыс. м³ сборного железобетона. Более 50% строителей области работают с начала 1985 г. по методу бригадного подряда. Продолжает осуществляться внедрение сквозного поточного бригадного подряда.

Строители Подмосковья вступили в новый ответственный период работы — завершающий этап борьбы за осуществление задач, определенных XXVI съездом КПСС на одиннадцатую пятилетку. В обстановке высокой политической и трудовой активности разгорается социалистическое соревнование за достойную встречу 40-летия Великой Победы. В социалистических обязательствах строителей области на 1985 г. определены ориентиры по дальнейшему усилению интенсификации производства, по всемерной экономии сырьевых, материальных и топливно-энергетических ресурсов. Повсеместно строителями берутся повышенные дополнительные социалистические обязательства. Главная их цель — не только закрепить ранее достигнутый трудовой ритм, но и поднять его на новую ступень, обеспечив тем самым успешное завершение заданий 1985 г. и всей одиннадцатой пятилетки в целом.

Сложные задачи предстоит решить в 1985 г. строительным коллективом Главмосблстроя. Их деятельность в 1984 г. характеризовалась поиском новых форм организации труда и производства, созданием прогрессивных конструкций и расширением их применения, совершенствованием методов индустриального строительства, развитием баз производственно-технологической комплектации, ростом объемов контейнеризации и пакетирования строительных грузов. Значительные резервы экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов заложены в более широком применении в строительстве новых материалов и прогрессивных конструкций. Так, в 1984 г. на сельских стройках в значительных объемах начато применение экономичного армирования изделий крупнопанельного домостроения, штампованных закладных деталей, экструзионных панелей, новых типов конструкций фундаментов под жилые и общественные здания. В 1984 г. работа в Главмосблстрое велась по принципу «экономика — от проекта до бригады». В результате было сэкономлено более 1 тыс. т металла, 6 тыс. м³ бетона и железобетона.

В своей речи на Всесоюзном совещании народных контролеров Генеральный секретарь ЦК КПСС, Председатель Президиума Верховного Совета СССР товарищ К. У. Черненко подчеркнул, что бережливость должна стать непреложным законом всей нашей экономической жизни. В решение этой задачи весомый вклад призваны вносить органы народного контроля. КНК Московской области разработаны и осуществляются меры по дальнейшей активизации деятельности органов народного контроля по выявлению резервов экономного использования топливно-энергетических ресурсов на предприятиях и в организациях Подмосковья. Так, народные контролеры в течение второго полугодия 1984 г. проверили более 50 строительных предприятий и организаций. В проверках приняло участие свыше 6 тыс. народных контролеров, активистов профсоюзных организаций и «Комсомольского прожтектора», специалистов.

Городские, районные и производственные комитеты народного контроля рассмотрели на своих заседаниях деятельность около 90 предприятий и организаций строительной индустрии по вопросам эффективного использования и сохранности топливно-энергетических ресурсов. В ходе этих проверок установлено, что на большинстве предприятий и организаций значительно улучшилась работа хозяйственных служб контролирующих органов и общественных организаций по соблюдению режима энергопотребления. На многих предприятиях строительной индустрии, как правило, налажена и четко действует система учета и контроля энергопотребления, для чего используются автоматизированные информационно-вычислительные системы и различные электронные регуляторы, внедрен почасовой учет потребления электроэнергии, составлены и соблюдаются графики отключения энергоемкого оборудования на время пиковых нагрузок. В настоящее время целенаправленно осуществляется контроль за рациональным использованием топливно-энергетических ресурсов на Внуковском заводе огнеупорных изделий, Домодедовском заводе металлоконструкций и на многих других предприятиях строительной индустрии.

С большим удовлетворением восприняли труженики Подмосковья постановление ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ о награждении города Калининграда, Воскресенского, Ленинского, Раменского, Серпуховского районов, а также ряда промышленных, строительных предприятий, колхозов, совхозов, научных учреждений области переходящими Красными знаменами по итогам Всесоюзного социалистического соревнования за успешное выполнение Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1984 г.

В жизни каждого коллектива бывают события, которые надолго определяют дальнейшую его деятельность, заставляют глубже анализировать достижения и недостатки, вызывают желание работать лучше. Именно таким событием явилось для коллективов Центрального научно-исследовательского, экспериментального и проектного института по сельскому строительству (г. Апрелевка) и Ново-Иерусалимского кирпичного завода Главмосблстройматериалов (г. Истра) награждение их переходящими Красными знаменами ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ с занесением на Всесоюзную Доску почета на ВДНХ СССР за успешное выполнение Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1984 г. Коллектив конструкторско-технологического бюро по промышленности стройиндустрии (г. Видное) награжден переходящим Красным знаменем ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ.

Достигнутые передовыми коллективами области успехи являются надежной основой для реализации плановых заданий и дополнительных социалистических обязательств на 1985 г. Как показали первые месяцы ударной трудовой вахты в честь 40-летия Победы, социалистическое соревнование стало могучим рычагом в распространении передовых методов труда, мобилизации коллективов на полное использование резервов экономического и социального роста. Около 7 тыс.

рабочих строек и предприятий области приняли повышенные обязательства по завершению заданий одиннадцатой пятилетки ко Дню Победы 9 мая 1985 г. Высокими результатами за первые два месяца 1985 г. добились коллективы треста Мособлстрой № 3 города Коломны, Орехово-Зуевского ДСК, Ново-Иерусалимского кирпичного завода.

В 1985 г. планом по Главлмособлстрою предусмотрен ввод в эксплуатацию жилых домов общей площадью более 1,4 млн. м². План подрядных работ в Нечерноземной зоне установлен с ростом на 8%. Прирост производительности труда намечен на 4,3%. Коллективам Главлмособлстройматериалов предстоит выполнить напряженную программу — обеспечить сверхплановый выпуск 50 тыс. м³ нерудных материалов, поставить на сельские объекты 800 домов усадебного типа. Итоги трудовой вахты в честь 40-летия Великой Победы показывают, что строителями Воскресенского, Истринского, Волоколамского районов и города Электростали взят неплохой трудовой старт.

Значительная часть капитальных вложений направлена на техническое перевооружение и реконструкцию действующих предприятий. В плане Главлмособлстроа на 1985 г. предусмотрено ввести в эксплуатацию более 80 промышленных предприятий. Вступят в строй вторая очередь сортопрокатного стана 350/250 на заводе «Электросталь», новые мощности на Давыдовском заводе и в Люберецком объединении «Завод имени Ухтомского» по производству сельхозмашин и запасных частей к ним, оборудования для животноводства и корموпроизводства.

Трудовые коллективы строителей области под руководством партийных организаций, вскрывая внутренние резервы, приняли встречные планы и высокие социалистические обязательства.

Стан 350/250 на заводе «Электросталь» является одной из крупнейших промышленных новостроек Московской области. Стан имеет большое значение для всей страны, так как позволяет увеличить производство металла высокого качества, значительно снизить затраты на его изготовление. Проектная мощность стана составляет 80 тыс. т проката в год. Сдача первой очереди стана позволяет получать 30 тыс. т проката. Перед участниками строительства — коллективами производственного строительного-монтажного объединения № 9 и его субподрядных организаций была поставлена сложная задача — завершить сооружение первой очереди стана и произвести его горячее опробование. Строители с этой задачей успешно справились. На строительстве стана освоено 17 млн. р. В основание стана уложено 25 тыс. м³ бетона. Лучшей бригадой на строительстве признана комплексная бригада СМУ-2, которую возглавляет заслуженный строитель РСФСР К. А. Максимов. На устройстве девятого фундамента ее коллектив достиг рекордной выработки, в результате чего годовой план был выполнен в ноябре 1984 г.

На строительстве стана впервые были применены прогрессивные инвентарные универсальные опалубки «Ярус», «Консоль», «Монолит-82». Эффективные инженерные решения позволили сэкономить более 400 м³ бетона. Следует отметить образцовую организацию работы строителей. Весь пусковой объект был разделен на 6 узлов. В каждый узел входили важные участки — котельная, подземные коммуникации, фундаменты под оборудование. Разделение на узлы основывалось по территориальному и технологическому принципу. Немалую помощь строителям оказали комсомольско-молодежные отряды Московской области. Стремясь достойно встретить 40-летие Великой Победы, строители обязались досрочно завершить сдачу в эксплуатацию второй очереди стана.

Подмосковное производственное объединение «Фосфаты», входящее в агропромышленный комплекс страны, выпускало в год 230 тыс. т кормовых обесфторенных фосфатов. В соответствии с решениями XXVI съезда КПСС и планами социально-экономического развития на одиннадцатую пятилетку здесь в рекордно короткий срок была введена в строй вторая очередь производства ценных интенсификаторов. По технологическим нормативам на сооружение такого комплекса отводился 4 года, фактически он был построен за 2 года. Генподрядчиком на этом важном народнохозяйственном объекте является ордена Трудового Красного Знамени трест Мособлстрой № 5.

Коллективы этого треста из года в год сдают в срок и с опережением графиков все важнейшие мощности на новых

объектах большой химии. Это достигается за счет применения прогрессивных форм организации труда. На объектах создаются оперативно-диспетчерские службы, внедряются сетевые графики и автоматические системы управления производством, бригадный подряд, система «Темп». Благодаря этому за 2 года освоено более 40 млн. р. капитальных вложений. Встав на ударную трудовую вахту в честь 40-летия Победы, участники строительства приняли совместные социалистические обязательства по досрочному пуску нового производства. Своё слово строители сдержали. 11 декабря 1984 г. была получена первая продукция нового производства. Среди лидеров социалистического соревнования бригадир арматурщиков СМУ-4 Л. В. Устинов, бригада монтажников, возглавляемая В. А. Кононовым, и др.

Больших успехов в труде добился коллектив участка СМУ «Промстрой» № 2, участвующий в реконструкции Давыдовского завода. Возглавляемый В. В. Васильевым коллектив этого участка выполнил план 1984 г. за 9 месяцев, выполнив дополнительно до конца года работ на сумму 800 тыс. р. Встав на трудовую ударную вахту в честь знаменательной даты, бригады плотников-бетонщиков Н. А. Кондылева и Г. Д. Медведева, бригада каменщиков заслуженного строителя РСФСР В. А. Егорова и комплексная бригада А. Т. Климова выполняют сменные задания на 130—140%. За 11 месяцев 1984 г. объем промышленного строительства на реконструкции завода составил 114,6%. Этому во многом способствовали дополнительные социалистические обязательства, принятые передовыми коллективами строителей.

Образцы ударного труда показывают передовые строительные коллективы на Люберецком заводе сельскохозяйственного машиностроения имени Ухтомского. Много усилий приложили строители в 1984 г. на сооружении второй очереди корпуса № 2, квартальной котельной и складской площадки. Лучшими здесь признаны коллективы бригад генподрядного треста «Особстрой» № 2, возглавляемые заслуженным строителем РСФСР Л. Е. Петровым, Н. К. Мелехиным, П. И. Толкачевым, В. В. Машковым. Так, бригада плотников-бетонщиков Л. Е. Петрова, досрочно выполнив задание 1984 г., приступила к укладке монолитного бетона на блоке № 3 — пусковым объекте 1985 г. Ближайшая задача бетонщиков состоит в укладке бетона на перекрытия площадью 13 тыс. м². Благодаря четкой и слаженной работе передовых коллективов программа строительного-монтажных работ на 1984 г. была выполнена трестом «Особстрой» № 2 совместно с субподрядчиками на 106%.

Одним из главных пунктов социалистических обязательств по достойной встрече 40-летия Великой Победы и на 1985 г., принятых Клинским ССК, является экономия топливно-энергетических ресурсов. На этом предприятии составлены и внедряются конкретные мероприятия по экономии энергоресурсов. Здесь действует постоянная комиссия по контролю за расходом тепла и электроэнергии, созданы общественные посты экономии, активно работают народные контролеры. Так, благодаря усилиям последних была осуществлена изоляция термокамерной линии пропаривания железобетонных плит покрытий. Ведется работа по применению конденсата для отопления теплиц комбината. Электродвигатели воздушных компрессоров снабжены полупроводниковыми выпрямительными устройствами, в результате чего расход электроэнергии по каждому двигателю сокращен на 3 кВт·ч. Благодаря работе по экономии, проводимой на Клинском ССК, в 1984 г. сэкономлено более 1350 Гкал тепловой и около 115 тыс. кВт·ч электрической энергии. Коллектив комбината обязался в завершающем году одиннадцатой пятилетки отработать два дня на сбереженных топливно-энергетических ресурсах.

Как показывают результаты работы передовых строительных коллективов Московской области, добиться высоких показателей можно и необходимо путем четкого выполнения плановых заданий, решения задач по ускорению научно-технического прогресса, рационального ведения хозяйства, всемерной экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов, создания фондов сверхплановой экономии. Результаты работы передовиков производства строительной индустрии, передовых коллективов строителей являются залогом успешной реализации социалистических обязательств по достойной встрече 40-летия Победы советского народа в Великой Отечественной войне.

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); К. И. СЕРГЕЕВ, канд. техн. наук,
В. П. ФИЛАТОВ, инж. (Читинский политехнический ин-т)

Особенности возведения монолитных конструкций при отрицательных температурах

В «Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года» предусмотрен рост объемов строительства в северных и восточных районах страны, богатых залежами полезных ископаемых и минерального сырья и характеризующихся суровыми климатическими условиями.

Специфика холодного времени года вызывает определенные трудности при возведении железобетонных конструкций, преодоление которых требует дополнительных затрат средств и труда.

При возведении монолитных массивных конструкций в зимнее время серьезным вопросом является предохранение их от появления трещин. Анализ отечественного и зарубежного строительства показывает, что одной из основных причин образования трещин являются температурные напряжения в бетоне. Последние возникают в массиве вследствие неравномерного распределения температур в различные сроки твердения бетона.

Обычно зимой бетон в таких конструкциях выдерживается методом термоса. Однако в сильные морозы термосное выдерживание бетона рационально только для конструкций с модулем поверхности до 4—5. Менее массивные конструкции требуют больших затрат на утепление или обогрев по периферии.

Наблюдения показали, что при возведении монолитных массивных конструкций с периферийным прогревом в поверхностных слоях часто появляются трещины, снижающие качество и долговечность сооружений. Главной причиной трещинообразования в данном случае является формирование неблагоприятного собственного термонапряженного состояния конструкций в процессе выдерживания бетона, которое связано со структурированием. Например, при периферийном прогреве часто наблюдается перепад температуры по сечению конструкции, вследствие чего формирование структуры цементного камня в интенсивно разогревае-

мых периферийных слоях происходит быстрее, чем в слабо разогретых внутренних. В последующем, при повышении температуры в ядре вследствие экзотермии цемента в поверхностных слоях появляются неблагоприятные собственные (остаточные) напряжения, которые резко снижают трещиностойкость конструкций.

Избежать трещинообразования в массивных бетонных конструкциях можно созданием в них благоприятного термонапряженного состояния, которое обеспечивается более высокой температурой в ядре в процессе твердения бетона или же более низкой в периферийных слоях, а следовательно, и более медленным твердением в них бетона.

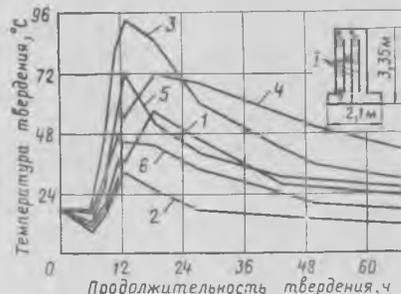


Рис. 1. Режим электропрогрева ядра фундамента в зимнее время
1 — электрод сетка 0,6 мм; 1—6 — точки замера температуры в бетоне

Для создания таких температурных условий в массивных бетонных конструкциях был предложен следующий способ. Во внутреннюю часть конструкции устанавливаются электроды или различного рода электронагревательные элементы в виде греющего шнура, струн, сеток, пластин, которые выполняют роль внутренних источников тепла при подводе к ним электрического тока.

Разогрев бетона в ядре ведется либо в быстром темпе в течение 15—20 мин, если размеры конструкций позволяют осуществлять повторное виброуплотнение бетона внутренних слоев, либо по обычным мягким режимам со

скоростью подъема температуры не выше 20°C/ч. В результате разогрева внутренних слоев бетона ядро конструкции расширяется и достигает практически максимальных деформаций до затвердения бетона в периферийных слоях, способного воспринимать деформации растяжения без разрушения.

Внутренние слои бетона можно разогревать до любой температуры, установленной для данного вида цемента, но не превышающей 90°C. При охлаждении внутренние слои бетона сжимаются и в периферийных появляются напряжения сжатия, создающие благоприятные условия для работы конструкций в любых естественных температурных условиях.

Свойства и структуру бетона в массивных монолитных железобетонных конструкциях исследовали на строительных объектах Забайкалья. Объем монолитных конструкций (свайные ростверки, фундаменты под колонны и оборудование), возводимых с прогревом ядра, колебался от 3 до 40 м³.

Бетон марки М200 готовили на Ново-Спаском и топкинском порتلандцементов марки 400. Подвижность бетонной смеси соответствовала О.К. = 4...6 см. Ядро фундамента прогревали электродными сетками размером 2,5×0,34 м из проволоки диаметром 6 мм, с ячейкой 0,15×0,15 м и расстоянием между сетками 0,45 м. Объем прогреваемого ядра составлял 1/6 общего объема фундамента.

После укладки в опалубку и уплотнения бетонной смеси неопалубленную поверхность фундамента укрывали двумя слоями рубероида. Электродные сетки подключали с боковой стороны опалубки с помощью выводов в виде проволочных скруток. Прогревали электрическим током напряжением 127 В в течение 6 ч, после чего бетон остывал. Средняя скорость подъема температуры составила 8°C/ч, максимальная температура в ядре — 81°C, а в средней части у опалубки — 48°C.

Прочность бетона на поверхности

фундамента, определяемая склерометрическим методом после 71 ч выдерживания, составила 56% R_{28} (рис. 1).

Для определения прочностных характеристик бетона и выбора режима электропрогрева были специально изготовлены два экспериментальных блока сечением $0,45 \times 0,45$ м высотой 1,1 м, состоящие из трех частей. В нижней и верхней части бетонировали образцы в виде кубов (18 шт.) с ребром 15 см в два яруса из бетона марки М200. В средней части блока устанавливали три электродные сетки для электропрогрева монолитного слоя бетона. Температуру бетона в экспериментальном блоке измеряли 36 термометрами и ртутными термометрами.

После укладки бетонной смеси в опалубку блока с электродами и образцами и уплотнения неопалубленную поверхность укрывали двумя слоями рубероида. Электродные сетки подключали с боковой стороны опалубки. Прогревали электрическим током напряжением 127 В в течение 4 ч, а затем бетон остывал. Максимальная температура 83°C в образцах наблюдалась через 6 ч после бетонирования.

При испытании образцов-кубов в возрасте 1, 2, 3, 4 и 7 сут прочность их составила соответственно 36, 48, 52, 72, 84,5% R_{28} .

Простота технологии прогрева ядра позволила освоить ее за короткий срок (рис. 2). Большое внимание уделяли эффективности метода прогрева ядра. Для этого в аналогичных температурных условиях бетонировали два совершенно одинаковых по размеру, конфигурации и объему ($7,88 \text{ м}^3$) фундамента. Температура наружного воздуха в период наблюдения доходила до -30°C . Первый фундамент возводили методом прогрева ядра, второй — обыч-

ным методом периферийного электропрогрева.

Периферийный электропрогрев осуществляли нашитыми на опалубку электродами диаметром 6 мм с шагом 15 см. Бетонную смесь подавали в опалубку фундамента, выполненную из деревянных дощатых щитов толщиной 25 мм. Температура бетонной смеси в момент укладки в обоих случаях была одинаковой (20°C). Через 6 ч после укладки бетона на электроды подавали напряжение 127 В и начинали электропрогрев. Расход электроэнергии учитывали специальными трехфазными счетчиками, установленными в щитке управления. Для достижения 50%-ной марочной прочности бетона в конструкции при прогреве ядра потребовалось 7 ч, а при периферийном прогреве — 23 ч, т. е. продолжительность электропрогрева сократилась в 3 раза.



Рис. 2. Монолитные железобетонные фундаменты, возведенные в зимнее время с прогревом бетона в ядре

На основе производственного опыта выдерживания бетона в массивных железобетонных фундаментах на строительных объектах было проведено технико-экономическое обоснование метода выдерживания с прогревом ядра в сравнении с обычным методом периферийного электропрогрева. Все показатели (режим выдерживания, расход электроэнергии, оборачиваемость опалубки, стоимость материалов и т. д.), связанные с расчетом его экономической эффективности, были приняты по непосредственным затратам на стройплощадке.

Расчет себестоимости электропрогрева выполнен на разность, т. е. вычисляли лишь ее переменную часть (стоимость материала, электродов, электроэнергии, расходы на содержание и эксплуатацию оборудования). За единицу измерения принят 1 м^3 прогреваемого бетона. Расход электроэнергии при прогреве ядра фундамента составлял 24,6, а при периферийном прогреве — 37,9 кВт·ч. Экономический эффект по фактическим затратам при прогреве ядра по сравнению с обычным методом периферийного электропрогрева составляет 2,27 р. на 1 м^3 уложенного бетона.

Выводы

Прогрев бетона в ядре массивных монолитных конструкций, возводимых в зимнее время года, является эффективным методом интенсификации его твердения, обеспечивающим благоприятное термонапряженное состояние материала, в конструкции и исключающим появление трещин в периферийных слоях.

Расход энергии на прогрев бетона в ядре монолитных конструкций ниже, чем при периферийном прогреве, стоимость меньше.

УДК 69.057.43:691.327

И. И. МАЗУР, инж. (Главтрубопроводстрой)

Устройство подливок под колонны в зимнее время

При освоении нефтепромысловых и газоносных районов Западной Сибири особенно важное значение приобретает максимальная индустриализация строительства на основе применения полносборных конструкций минимальной массы. Это достигается вследствие использования металлических конструкций, обеспечивающих высокую сборность сооружений и наилучшим образом удовлетворяющих условиям транспорти-

ровки, технологии строительства и его темпам.

Однако нерешенными оказались проблемы, касающиеся технологии устройства стыковых соединений несущих конструкций и технологического оборудования с железобетонными фундаментами в зимнее время.

Как известно, устройство бетонных подливок под несущие металлические конструкции и технологическое оборудо-

вание даже летом является сложной операцией и может выполняться до монтажа конструкций или после него.

В зимний период подливку осуществляют до монтажа под технологическое оборудование и внецентренно сжатые металлические колонны, имеющие довольно развитые в плане опорные части. Такое разделение процесса способствует сокращению затрат, повышению технологичности операций

Таблица 1

Температура наружного воздуха, °С	Температура отогрева основания, °С	Глубина отогрева основания, см	$R_{сж}$, % R_{28} при выдерживании в полости стыка			
			без утепления		с утеплением минеральной ватой, $\delta=50$ см	
			без добавки	2% НН	без добавки	2% НН
-5	30	30	20-25*	50-55	55-60	80-85
			10-15	45-50	50-55	80-85
-5	30	10	15-20	45-50	50-55	75-80
			10-15	40-45	45-50	75-80
-15	30	30	10-15	25-30	45-50	75-80
			>	5-10	15-20	35-40
-15	30	10	5-10	15-20	30-35	60-65
			5-10	10-15	25-30	45-50
-25	30	30	5-10	10-15	35-40	70-75
			0-5	5-10	25-30	60-65
-25	30	10	0-5	5-10	10-15	40-45
			0-5	0-5	5-10	20-25

* Перед чертой — начальная температура бетонной смеси 40°C, под чертой — 0°C.

и технико-экономических показателей. Опирающие башмаки металлических колонн и технологического оборудования на фундаменты производят в основном на заранее установленные, выверенные и подлитые цементно-песчаным раствором или бетоном на мелком заполнителе стальные плиты с верхней строгой поверхностью.

По зимней технологии устройства подливок необходимо обеспечить набор бетоном необходимой прочности в заданные сроки при условии получения плотного заполнения всего подливаемого пространства.

Опыт устройства подливок в зимний период, накопленный при строительстве газоперерабатывающих заводов в Нижневартовске, свидетельствует о целесообразности введения в состав бетонной смеси и раствора противоморозной добавки нитрита натрия (НН) в количестве 2—4% с предварительным отогревом стыкуемых элементов.

Подливку под опорную плиту для монтажа металлической колонны выполняли в период, когда температура воздуха опускалась до -5°C (рис. 1). Толщина подливаемого слоя бетона составляла 50 мм. Перед укладкой бетонной смеси основание тщательно очищали от снега и мусора, после чего в подливаемое пространство под всей плоскостью опорной плиты устанавливали ТЭНы, отогревающие железобетонный фундамент на глубину до 30 см за 1,5—2 ч. При прогреве стыкуемый узел укрывали утеплителем (минеральная вата толщиной 50 мм).

Бетонную смесь, приготовленную на холодных заполнителях и горячей воде с добавкой 2% НН, доставляли к месту производства бетонных работ в автосамосвалах. Перед укладкой температура бетонной смеси была около 5°C . Для определения влияния начальной температуры бетона подливки часть бетона перед укладкой разогревали электрическим током напряжением 380 В в специальных устройствах до $40-45^{\circ}\text{C}$.

После укладки бетона с начальной температурой 0 и 40°C в полость сты-

ков для установления рациональной области применения данной технологии часть забетонированных стыковых соединений укрывали минеральной ватой толщиной 50 мм.

Характер формирования температурных полей неукрытого стыкуемого узла (см. рис. 1) с начальной температурой уложенного бетона 0°C позволил выявить некоторое выравнивание температуры стыкуемых элементов. Однако бетон подливки при этом остыл до 0°C за 20—24 ч. Бетон подливки, прогретый до 40°C , остывал 45—48 ч.

Дополнительное утепление стыкуемого узла (см. рис. 1) приводит к тому, что температура бетона подливки, даже с начальной температурой 0°C за 144 ч термосного выдерживания при температуре наружного воздуха -5°C была положительной.

Полученные таким образом температурные режимы остывания бетона подливки использованы для решения вопроса о возможности применения бетонов с противоморозными добавками в различных технологиях устройства стыковых соединений металлоконструкций с железобетонными фундаментами в зависимости от температуры наружного воздуха, температуры и глубины отогрева железобетонного фундамента, начальной температуры уложенного бетона. Одновременно с этим отмечалось нарастание прочности бетона в полости стыка на основании исследований по кинетике твердого бетона, проведенных в лабораторных условиях. Результаты расчетов по набору прочности бетона в центре подливки приведены в табл. 1. Прочность бетона подливки крайних слоев оказалась меньше на 5—15% R_{28} . Из табл. 1 следует, что возможность применения безобогревного метода зимнего бетонирования без утепления полости стыка весьма ограничена. Только при температуре наружного воздуха -5°C бетон подливки за время остывания до температуры наружного воздуха успевает приобрести прочность 50—55% марочной.

При более низких отрицательных температурах среды получение указанных значений прочности возможно при дополнительном утеплении бетона. Бетон с противоморозной добавкой приобретает к моменту остывания прочность 50% и более марочной вплоть до температуры наружного воздуха -25°C .

В условиях низких отрицательных температур важное значение приобретает глубина отогрева железобетонного основания. В данном случае при температуре наружного воздуха -25°C основание необходимо отогревать на

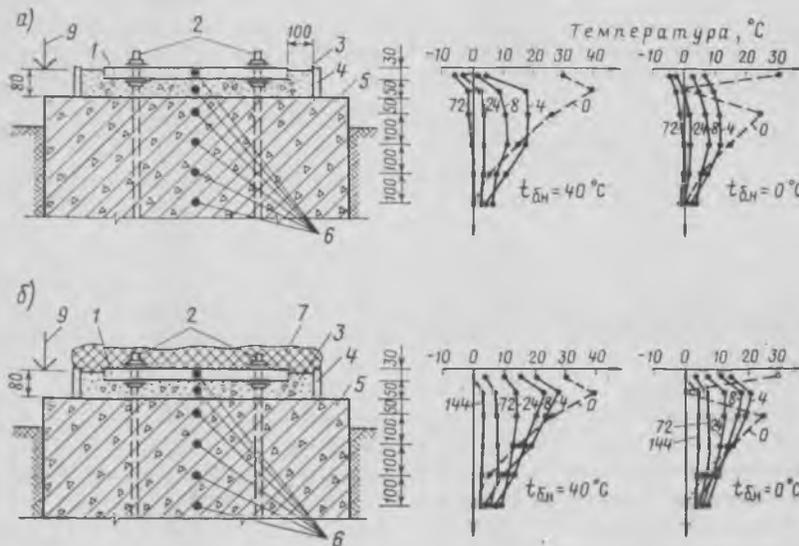


Рис. 1. Характер формирования температурных полей в стыкуемом узле при безобогревном выдерживании бетона в полости стыка без утепления (а) и с утеплением (б)

1 — опорная плита металлоконструкции; 2 — анкерные болты; 3 — бетон подливки; 4 — опалубка; 5 — железобетонный фундамент; 6 — термопары; 7 — утеплитель (минеральная вата $\delta=50$ мм); 8 — проектная отметка опирания колонны

Цифры на кривых — время замеров температуры после укладки бетона в полость стыка

глубину 30 см, в то время как до -15°C — лишь на 10 см.

При необходимости набора бетоном подливки 70%-ной или марочной прочности в ранние сроки обычно используют комбинированный метод выдерживания. Так, при строительстве компрессорной станции в октябре — ноябре металлические колонны монтировали на заранее установленные и выверенные опорные детали, заделанные в фундаменты при бетонировании. Определенную сложность при этом представлял выбор метода прогрева бетона подливаемого пространства, поскольку установленные опорные детали под металлические колонны исключили возможность применения электродного прогрева.

В этот период температура воздуха в наиболее холодное время суток опускалась до -25°C , а днем повышалась до -20°C . Поэтому прогрев бетона подливки производили обогревом опорной части колонны, используя при этом высокую теплопроводность стали, большую массу металла в стыкуемом узле по сравнению с массой бетона подливаемого пространства.

Перед укладкой бетонной смеси, содержащей 2% НН, основание тщательно очищали от мусора, снега и наледи.

Для улучшения заполнения бетоном подливаемого пространства осуществили кратковременный обогрев стыкуемых элементов в мини-тепляке, устроенном вокруг стыкуемого узла из фанеры и утеплителя, ТЭНами по всей бетонированной плоскости. Высота приложения источника нагрева составляла 4—50 см от проектной отметки опирания колонны, что позволило судить о влиянии данного фактора. За время укладки и уплотнения бетона в полости стыка установки ТЭНов и устройства мини-тепьяка температура его снизилась до 0°C . Стыкуемый узел обогревали при $80-90$ и $40-50^{\circ}\text{C}$. При этом скорость подъема температуры не превышала $20^{\circ}\text{C}/\text{ч}$, а время прогрева составило 6 ч.

Характер формирования температурных полей в стыкуемом узле на стадии прогрева свидетельствует о том, что при температуре источника 80°C происходит и отогрев замороженного основания на глубину до 30 см (рис. 2).

При этом глубина отогрева основания значительно зависит от высоты приложения источника нагрева. При высоте 50 см от проектного опирания колонны (точка А) за время прогрева основание отогревается на глубину 5—7 см, в то

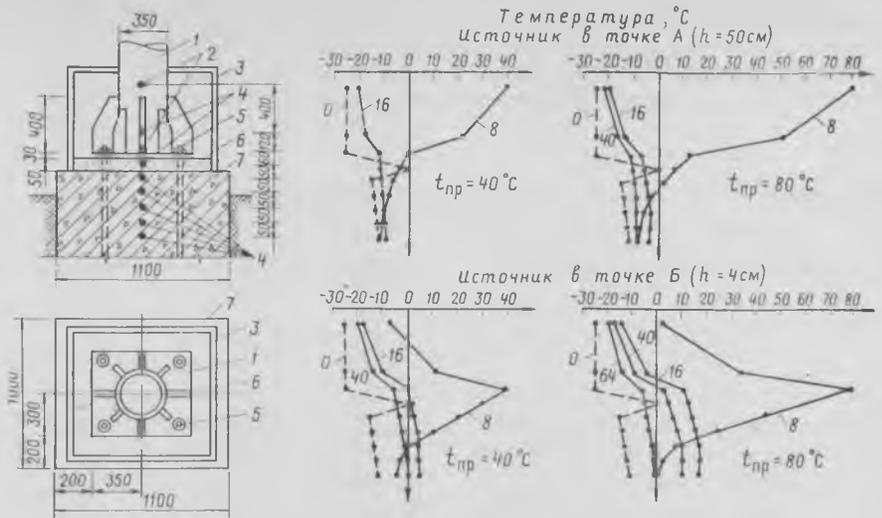


Рис. 2. Характер формирования температурных полей стыкового узла металлической колонны с железобетонным фундаментом при контактно-способе его прогрева

1 — металлическая колонна; 2 — места приложения источника нагрева; 3 — мини-тепьяк; 4 — термопары; 5 — анкерные болты; 6 — бетон подливки; 7 — железобетонный фундамент; 8 — после прогрева

время как при высоте приложения источника нагрева 4 см (точка Б) — 22—25 см. Эффективность метода с уменьшением высоты приложения источника нагрева отмечается и при 40°C . Однако в этом случае глубина отогрева основания, даже при максимальной высоте приложения источника нагрева, составит 8—10 см.

Анализом полученных данных на стадии термосного выдерживания установлено, что на интенсивность остывания бетона подливки существенно влияет температура и глубина отогрева основания. При этом, несмотря на наличие такого постоянного «мостика холода», как металлическая колонна, можно обеспечить температуру бетона подливки положительной в течение 20—48 ч.

Результаты расчетов по набору прочности бетона в центре подливаемого пространства в зависимости от температуры наружного воздуха и основа-

ния, высоты приложения источника нагрева и его температуры приведены в табл. 2. Из табл. 2 следует, что получение бетоном подливки 70%-ной прочности возможно при температурах наружного воздуха и основания до -25°C . Только при температуре наружного воздуха -5°C бетон подливки набирает прочность, близкую к марочной. Для достижения такой прочности при более низких температурах наружного воздуха необходимо увеличить продолжительность прогрева.

Выводы

Установлена возможность устройства стыковых соединений несущих конструкций и технологического оборудования с железобетонными фундаментами в зимнее время с набором 70% и более прочности бетона подливки, требуемой для загрузки конструкций.

При устройстве стыковых соединений металлоконструкций с фундаментами в зимнее время эффективен безобогревный метод выдерживания бетона, но с предварительным обогревом полости бетонирования и введением в состав бетона противоморозной добавки нитрита натрия.

Набор бетоном 70% и более прочности в ранние сроки при температуре наружного воздуха до -25°C может быть получен при использовании комбинированного метода выдерживания — введения добавки нитрита натрия и контактного прогрева через опорную часть металлоконструкций.

Таблица 2

Температура источника нагрева, $^{\circ}\text{C}$	Температура наружного воздуха, $^{\circ}\text{C}$	Температура основания, не более, $^{\circ}\text{C}$	$R_{\text{СЖ}}, \% R_{28}$, при выдерживании в полости стыка			
			50 см		4 см	
			без до-бавки	2 % НН	без до-бавки	2% НН
40	-5	-5	20—25	75—80	55—60	85—90
40	-15	-5	5—10	50—55	35—40	75—80
40	-15	-15	0—5	30—35	25—30	75—80
40	-25	-15	0	5—10	20—25	55—60
40	-25	-25	0	0—5	15—20	45—50
80	-15	-5	10—15	55—60	60—65	80—85
80	-15	-15	0—5	45—50	55—60	80—85
80	-25	-15	5—10	20—25	40—45	65—70
80	-25	-25	0	0—5	35—40	60—65

А. С. АРБЕНЬЕВ, д-р техн. наук, проф. (Владимирский политехнический ин-т);
В. В. МОЛОДИН, инж. (Новосибирский инженерно-строительный ин-т)

Заделка стыков с электроразогревом смеси

Для приобретения необходимой прочности стыка в зимних условиях бетон заделки прогревают. Однако это трудоемкая операция, сопровождающаяся нередко пересушкой бетона. Для надежного сцепления заделки со стыкуемыми поверхностями необходим предварительный отогрев стыка в течение длительного времени [1].

Известны способы замоноличивания с предварительной аккумуляцией необходимого тепла, которое обеспечивает продолжительное остывание конструкций для приобретения требуемой прочности (кипячение воды в полости стык или инфракрасный обогрев [2, 3]). В 1967 г. в Новокузнецке и Ачинске для заделки применили предварительно разогретую смесь [4]. Отогрев поверхностей был эффективным, но для набора необходимой прочности внесенного таким образом тепла оказалось недостаточно.

В 1978 г. авторами предложен способ заделки с электроразогревом смеси в полости стыка до потери подвижности с повторным виброуплотнением. За время разогрева стыкуемые элементы вследствие аккумуляции запасают дополнительное тепло, тем самым увеличивая общий теплоспас конструкции. Такая термообработка обеспечила для стыков с модулем поверхности заделки до 35 м^{-1} продолжительное остывание и набор твердеющим бетоном заделки необходимой прочности. На объектах Главновосибирскстроя в стыки колонн с фундаментом, ригелей с колоннами, свай со сборными ростверками, стен резервуаров с днищем и некоторые другие уложено таким образом свыше 180 м^3 бетона.

Для создания электро-теплого импульса в стыке служит установка, состоящая из группы электродов, закрепленных на токоизолирующей раме и снабженных вибратором (рис. 1). Форма электродов повторяет очертания стыка. Для разогрева используется электрический ток напряжением 220—380 В. Требования техники безопасности обеспечиваются применением дистан-

ционного управления разогревом, плавких калиброванных вставок и других мероприятий, регламентированных ГОСТ 12.1.013—78.

Технология замоноличивания заключается в следующем. После укладки смеси в полость стыка под действием вибрации вводят электроды. Смесь разогревают до $70\text{--}90^\circ\text{C}$, эта температура поддерживается до потери подвижности в течение $10\text{--}20$ мин. По окончании термообработки устройство с включенным вибратором извлекают из бетона и смесь уплотняют в горячем состоянии. Далее устройство используется для обработки следующих конструкций. Открытые поверхности прогретого бетона укрывают и утепляют. Остывание происходит сначала интенсивно вследствие продолжающегося интенсивного перераспределения тепла между элементами стыка, а затем замедляется (рис. 2).

Медленное снижение температуры обусловлено тем, что после вступления остывания в стадию регулярного режи-



Рис. 1. Устройство для электроразогрева свежесуложенного бетона в полости стыка

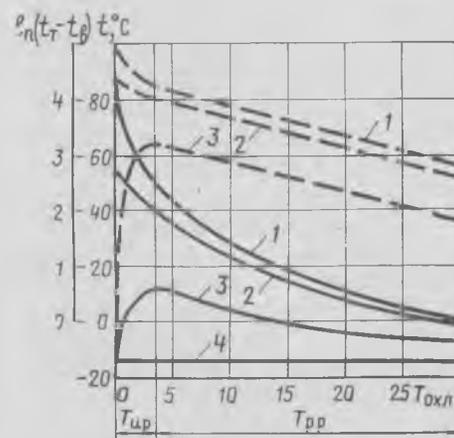


Рис. 2. Характер охлаждения забетонированного стыка

— изменение температуры бетона;
- - - логарифм избыточной температуры

ма бетон заделки и примыкающие к нему стыкуемые элементы охлаждаются совместно, увеличивая модуль остывающей конструкции.

Время охлаждения определяют по закономерностям теории регулярного режима [5] с учетом стадии неупорядоченного охлаждения

$$T_{\text{ох}} = k_1 \frac{60}{\alpha M_{\text{п}}}, \quad (1)$$

где k_1 — коэффициент учета продолжительности нерегулярной стадии, разности температур, а также других факторов: $k_1 = 0,509$ для стыков; α — коэффициент теплоотдачи с поверхности остывающего стыка, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, при укрывании брезентовым ковриком снижается вдвое; $M_{\text{п}}$ — модуль поверхности охлаждающейся конструкции, м^{-1} .

Прочность бетона заделки ориентировочно оценивается формулой

$$R_6 = (R_0 + \Delta R_t t_p k_2) \sqrt[3]{T_{\text{ох}}}, \quad (2)$$

где R_0 , ΔR_t — суточная прочность бетона при 0°C , $\%/сут$ и темп ее роста, $\%/(\text{сут} \cdot ^\circ\text{C})$, зависящие от минералогического состава цемента: для портландцемента $R_0 = 10$; $\Delta R_t = 0,75$; t_p — тем-

пература термообработки; k_2 — коэффициент, учитывающий снижение температуры заделки за период нерегулярной стадии: $k_2 = 0,6$.

Как следует из выражений (1), (2), наиболее рационально бетонировать предложенным способом стыки с общим модулем охлаждения до 10^{-1} м при температуре воздуха 5—15°C. При этом обеспечивается прочность бетона 50% марочной.

Для расширения области применения способа для менее массивных стыков и при более низких температурах целесообразно применять быстротвердеющие и напрягающие цементы, брезентовые колпаки, химические добавки — ускорители твердения в комплексе с пластификаторами и другие мероприятия. Все это позволяет увеличить прочность еще на 20—30%.

Сцепление в стыках, забетонированных с электроразогревом, превышает сцепление при электропрогреве на 20—40%, а при стандартном твердении на 8—10%:

Способ бетонирования	Средняя прочность сцепления бетона, МПа
Стандартное твердение	0,56
Замораживание в раннем возрасте	0,16
Электропрогрев	0,34
То же	0,62

Это достигается в результате миграции влаги с растворенными в ней продуктами гидратации, вызванной большими температурными градиентами в контактной зоне. Следовательно, предложенная технология позволяет отказаться от предварительного отогрева стыкуемых поверхностей.

Производственной проверкой способа установлено, что вследствие отказа от 5—8-часового предварительного отогрева стыкуемых поверхностей, расхода стали на электроды, трудозатрат на расстановку, коммутацию электродов и круглосуточного дежурства электрика достигается экономия приведенных затрат 1,28 р. на стык или 14 р/м³ бетона. Трудозатраты и расход электроэнергии сокращаются на 30%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Крылов Б. А., Муха В. И., Абакумов Ю. Н. Заделка стыков бетоном и раствором в зимних условиях. — В кн.: Заделка стыковых сборных железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1966.
- Чериковер А. З. Производство стыков сборных железобетонных конструкций зимой. — Строительная промышленность, 1934, № 1.
- Данилов Н. Н., Цыбикдоржиев В. Б. Термообработка бетона в щелевидных стыках колонн с инфракрасным излучением. — Бетон и железобетон, 1969, № 12.
- Барабашев А. О. Использование предварительно разогретой бетонной смеси для замоналичивания стыков сборных цилиндрических оболочек. — В кн.: Обобщение практики зимнего бетонирования с электроразогревом смеси. Новосибирск, 1973.
- Кондратьев Г. М. Регулярный тепловой режим. — М.: Гостехиздат, 1954.

УДК 693.547.3:666.974.6

Л. Г. ШПЫНОВА, д-р техн. наук, проф., Б. В. ФЕДУНЬ, М. А. САНИЦКИЙ, О. Л. ОСТРОВСКИЙ, кандидаты техн. наук, О. Я. ШИЙКО, инж. (Львовский политехнический ин-т)

Бетон на безгипсовом портландцементе, твердеющий при отрицательных температурах

Общепринятый метод безобогревного бетонирования в зимних условиях основан на использовании портландцемента с повышенным содержанием противоморозных добавок. При температурах ниже —15°C дозировка одной из наиболее эффективных добавок — поташа — составляет 12—15% массы портландцемента [1]. Однако при этом возможна щелочная коррозия бетона, снижается долговечность, повышается стоимость что делает безобогревный метод экономически неэффективным по сравнению с методами термоса и электропрогрева [2].

Решить указанную проблему в практике зимнего бетонирования позволяет безгипсовый портландцемент с комплексными органо-минеральными добавками, включающими повышенные дозировки (0,5—1%) ПАВ и ограниченное количество (1—2%) карбонатов щелочных металлов.

В качестве ПАВ использовали сульфитно-дрожжевую бражку (СДБ) и мелассную упаренную последрожжевую барду (УПБ). Бетоны приготавливали на

тонкомолотом клинкере Николаевского цементно-горного комбината (удельная поверхность 4500 см²/г).

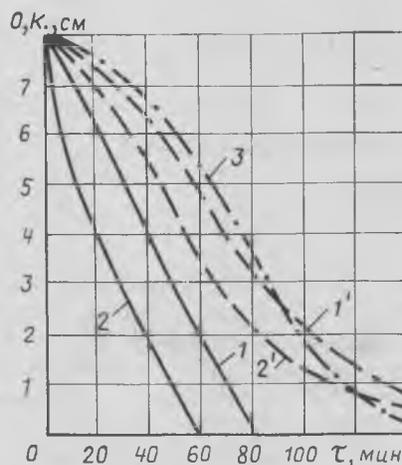
Методами dilatометрии установлено [3], что для безгипсового портландцемента с добавками СДБ и поташа объемные деформации при замораживании свежеприготовленного теста до —30°C составляют 0,15% вместо 1,54% при замораживании свежеприготовленного теста на рядовом портландцементе, а температура перехода воды в лед понизилась с (—2...—5) до (—10...—14)°C. Уменьшение пористости с 98% для портландцементного теста до 56% при использовании безгипсового портландцемента снижает суммарную пористость цементного камня, в процессе твердения наблюдается уменьшение общей пористости с одновременным перераспределением числа пор по размеру со сдвигом в сторону снижения капиллярной пористости. Степень гидратации безгипсового портландцемента с добавкой СДБ и поташа через 1 и 28 сут твердения при —15°C составляет 17 и 56%.

Оптимальным количеством добавок являются при —15°C 0,5% СДБ или 1% УПБ и 1,5 поташа, при температуре —30°C—2% поташа. Для приготовления контрольных образцов бетона к тонкомолотому клинкеру добавляли 5% гипса.

Подвижность бетонной смеси на безгипсовом портландцементе уменьшается быстрее по сравнению с бетонными смесями на рядовом портландцементе, однако при понижении температуры окружающей среды до 2—5°C оно значительно замедляется и составляет более 2 ч (см. рисунок).

Бетонные образцы-кубы с ребром 10 см сразу после формовки выдерживали при —15, —30 и 20°C. Часть образцов после 28 сут твердения при —15 и —30°C помещали в нормальные условия до 90 сут. Все образцы, твердевшие на морозе, перед испытанием на прочность оттаивали в течение 4 ч (см. таблицу).

Совместное применение комьялексной добавки пластификатора и поташа вме-



Изменение подвижности бетонной смеси во времени

1 — на безгипсовом портландцементе с добавками 0,5% СДБ+1,5% K₂CO₃; 2 — на безгипсовом портландцементе с добавками 1% УПБ+1,5% K₂CO₃; 3 — на рядовом портландцементе без добавок; температура смеси: 1'—3—20°C; 1', 2'—2°C

Состав бетона	Вид и количество добавки, % массы клинкера				Температура твердения, °С	В/Ц	R _{сж} , МПа, в возрасте, сут			
	СДБ	УПБ	Поташ	Гипс			R _{сж} , МПа, в возрасте, сут			
							1	7	28	90
I	—	—	—	5,0	+20	0,63	4,3	16,8	29,0	32,6/—*
	0,2	—	—	5,0	—15	0,60	0,0	0	3,0	—/—
	0,2	—	—	5,0	—30	0,60	Не	т	в	е
	0,5	—	—	—	+20	0,47	1,4	21,7	31,5	38,8/—
	0,5	—	—	—	—15	0,47	0,6	5,9	12,2	17,8/33,5
	0,5	—	—	—	—30	0,45	0,3	4,7	5,6	7,5/24,9
	—	—	—	—	+20	0,50	13,3	25,5	30,5	35,6/—
	—	1,0	—	—	—15	0,50	0,6	6,5	13,3	16,5/31,0
	—	1,0	—	—	—30	0,48	0,5	6,0	9,8	11,8/28,1
	—	—	—	—	+20	0,68	2,5	12,2	27,0	29,8/—
II	0,2	—	—	5,0	—15	0,62	0,0	0,0	1,8	—/—
	0,2	—	—	5,0	—30	0,60	Не	т	в	е
	0,5	—	—	—	+20	0,50	1,3	20,7	27,7	32,8/—
	0,5	—	—	—	—15	0,50	0,3	3,7	12,0	16,0/35,0
	0,5	—	—	—	—30	0,48	0,2	2,7	4,7	7,0/27,3
	—	—	—	—	+20	0,52	11,3	24,0	29,2	33,4/—
	—	1,0	—	—	—15	0,52	0,4	5,5	13,1	15,0/27,8
	—	1,0	—	—	—30	0,50	0,3	4,5	8,5	10,3/27,0

Примечания: Состав I — 1:1,8:4,1; Ц=330 кг/м³; О.К.=1 см; состав II — 1:1,4:3,4; Ц=360 кг/м³; О.К.=8 см.

* После черты — твердение 28 сут на морозе, затем в нормальных условиях.

сто гипса понижает В/Ц бетонной смеси на 25—30%, что приводит к росту прочности бетона при отрицательных и особенно знакопеременных температурах. Так, при —15°C через 28 сут прочность бетона составляет 40—45%, а при —30°C —15—30% прочности бетона нормального твердения. Следует отметить, что использование УПБ интенсифицирует прочность бетона в начальный период, в то время как СДБ — в более поздний. Прочность свежезамороженного бетона, твердевшего 28 сут при —15°C, после оттаивания возрастает интенсивно и к 3-месячному возрасту практически достигает прочности бетона, твердевшего этот же срок при нормальных темпе-

ратурах, а при твердении при —30°C составляет 80% ее. Аналогичным образом нарастает прочность бетонов на безгипсовом Ивано-Франковском портландцементе. Портландцемент с удельной поверхностью 3500 см²/г применен в 1983 г. на строительстве установки подготовки нефти трестом «Мегионнефтепроект» в Тюменской обл. для бетонирования ростверков под технологическое оборудование. При этом состав комплексной добавки к безгипсовому портландцементу — 0,5% СДБ и 2% поташа. Изготовлен бетон проектной марки М300 на песчано-гравийной смеси (ПГС) состава цемент:ПГС=1:4 при В/Ц=0,6 с О.К.=10...12 см. Песчано-гравийная

смесь, применяемая при массовом производстве бетонных работ в Тюменской обл., характеризуется повышенным содержанием пылеватой фракции. Температура бетонной смеси на выходе бетоносмесителя составляла 15°C, а при укладке понизилась до 5°C. Первые 3 сут бетон твердел при (—22...—32)°C, в дальнейшем (до 28 сут) температура наружного воздуха менялась (—22...—3)°C. Через 7 сут твердения прочность образцов бетона составила 6,4 МПа, через 28 сут — 21,4 МПа, а через 6 мес — 27,9 МПа. Прочность же массивного бетона в ростверке, определенная неразрушающим методом с помощью ударного молотка, составила 31,9 МПа.

Выводы

Для зимнего бетонирования без обогрева рекомендуется применять бетоны на основе безгипсового портландцемента повышенной тонкости помола (более 4000 см²/г) с органо-минеральными добавками.

Свежезамороженный бетон, твердевший 28 сут при (—15) и (—30)°C набирает после оттаивания марочную прочность к 3 мес.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Миронов С. А., Лагойда А. В. Бетоны, твердеющие на морозе. — М.: Стройиздат, 1975.
2. Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях, районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. ЦНИИ-ОМТП Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1982.
3. Физико-химические основы разработки портландцементных композиций для зимнего бетонирования / Л. Г. Шпынова, Н. В. Белов, М. А. Саницкий и др. — ДАН СССР, 1982, т. 262, № 4.

УДК 693.547.3

О. С. ИВАНОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ); Г. Д. ФЕДОРОВА, инж. (Якутский филиал Забайкальского ПромстройНИИпроекта)

Применение бетона с противоморозными добавками в районе Якутска

Крупным центром строительства на Востоке страны является Якутск, где сосредоточено почти 70% объема строительства по Якутской АССР, причем около 30% годового объема товарного бетона укладывается в зимнее время.

Климат Якутска характеризуется резкой континентальностью, рекордными по стране годовыми амплитудами температур наружного воздуха (102°C при минимальной в январе —64°C), большими суточными (до 24°C) и среднемесячными (до 62°C) колебаниями тем-

ператур. В марте, апреле, сентябре и октябре наблюдаются частые переходы температуры в течение суток через 0°C. Продолжительность периода с устойчивыми положительными температурами составляет всего 78 сут. Таким образом, зимний период по температурным условиям окружающей среды составляет примерно 80% годового.

Указанные климатические особенности повышают стоимость и трудоемкость строительно-монтажных работ создают тяжелые условия для бетонирования на

открытом воздухе и предъявляют дополнительные требования к бетонной смеси и методам выдерживания монолитного бетона (простота и надежность).

Анализ проектных документов показывает, что монолитный бетон в Якутске применяют в основном при устройстве ростверков, в меньшем объеме — монолитных участков цокольных и междуэтажных перекрытий, фундаментов под оборудование, отмолок, стыков сборных железобетонных элементов.

Марка бетона по прочности на сжа-

тие монолитных ростверков и цокольных перекрытий М200, по морозостойкости и водонепроницаемости в зависимости от класса зданий и сооружений Мрз 200—100, В 4—2. Модуль поверхности монолитных ростверков 7—8, цокольных перекрытий — 16—18.

В зависимости от температуры наружного воздуха применяют два способа бетонирования: с применением противоморозной добавки поташа (до -25°C) и с помощью электропрогрева (при температуре воздуха ниже -25°C). Во все составы вводят пластифицирующую добавку 0,1% ССБ. Применение бетонирования с противоморозной добавкой очень ограничено. Однако то обстоятельство, что среднесуточное изменение температуры в Якутске с середины марта по май и с августа по октябрь составляет от -20 до 10°C , создает реальные условия для широкого внедрения этого метода, экономически эффективного и простого с точки зрения технологии производства работ по сравнению с методом электропрогрева.

В связи с этим в Якутском филиале Забайкальского ПромстройНИИпроекта совместно с НИИЖБ изучали твердение бетона на местных материалах с противоморозными добавками. Для приготовления бетона использовали якутский портландцемент марки 400 ($\text{C}_3\text{S}=62\%$; $\text{C}_2\text{S}=15\%$; $\text{C}_3\text{A}=8\%$; $\text{C}_4\text{AF}=12\%$), известняковый щебень Бестяхского месторождения (фракций 5—10 мм 40% и 10—20 мм 60%), речной песок из поймы р. Лены ($\text{Mкр}=1,11$).

Учитывая суровые условия климата, принимали следующие требуемые параметры бетона: марка по прочности на сжатие М300, по морозостойкости Мрз 300, О. К.=6—7 см. Согласно [1] В/Ц бетонной смеси не должно превышать 0,45 для бетона Мрз300, расход цемента на 1 м^3 бетона должен быть не более 450 кг. В соответствии с [2] в состав бетона следует ввести воздухововлекающие добавки.)

Требуемую осадку конуса бетонной смеси без добавок получить не удалось. При максимально допустимом значении В/Ц и расходе цемента осадка конуса составила всего 4 см.

В связи с этим исследовали влияние различных добавок на водопотребность бетонной смеси (рис. 1).

Анализ полученных результатов показывает, что наименьшая водопотребность бетонной смеси достигнута при применении суперпластификатора С-3. Так, добавки 10 и 11 понизили расход воды почти на 30%, а добавка 9 — на 20% по сравнению с бетонной смесью без добавки. Снижение водопотребности на 2,5%

при введении в бетон добавки 2 показывает, что пластифицирующие свойства электролитов незначительны. А комплексная добавка 3, состоящая из пластифицирующей и воздухововлекающей добавок, обеспечивает О. К.=7 см при расходе воды на 12,6% меньше, чем для бетона без добавок. Такое же водосодержание требуется при использовании комплексных добавок, сочетающих в себе электролиты, пластификаторы и воздухововлекающие.

Процесс твердения изучали в естественных условиях весеннего периода в Якутске на бетоне четырех составов из местных материалов. Для обеспечения требуемых показателей бетона и технологических свойств смеси в них вводили комплексные добавки, состоящие из сочетания противоморозных П, НН, ХК+НН, с пластифицирующей ССБ и воздухововлекающей СНВ.

Применяемая в Якутске противоморозная добавка поташ, как показывают многочисленные исследования, снижает морозостойкость бетона. Кроме того, применение поташа при электропрогреве не допускается, так как прогретый бетон с этой добавкой имеет значительный (более 30%) недобор прочности по сравнению с непрогретым, характеризуется пониженными морозостойкостью и водонепроницаемостью [3].



Рис. 1. Водопоглощение бетонной смеси с различными добавками при О. К.=7 см

1 — без добавок; 2 — 1,5% ХК+1,5% НН; 3 — 0,2% ССБ+0,02% СНВ; 4 — 0,5% ХК+6% НН+0,2% ССБ+0,02% СНВ; 5 — 1,5% ХК+6% НН+0,2% ССБ+0,02% СНВ; 6 — 1% ХК+2% НН+0,2% ССБ; 7 — 1,5% ХК+3% НН+0,2% ССБ; 8 — 6% ННК+0,2% ССБ+0,02% СНВ; 9 — 6% ННК+0,5% С-3+0,2% ССБ; 10 — 0,5% С-3; 11 — 0,7% С-3

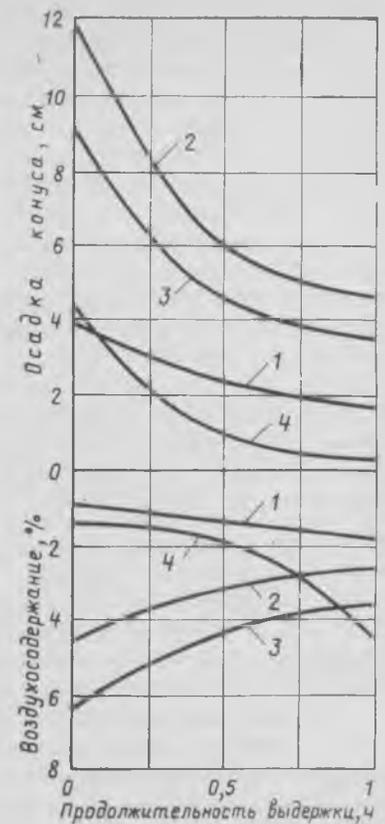


Рис. 2. Зависимость осадки конуса и воздухосодержания бетонной смеси от времени ее выдерживания

1 — без добавок; 2 — 8% НН+0,2% ССБ+0,02% СНВ; 3 — 4% НН+2% ХК+0,02% ССБ+0,02% СНВ; 4 — 8% П+0,2% ССБ+0,02% СНВ

Бетонные смеси с поташем теряют удобоукладываемость во время транспортирования, что снижает качество уплотнения смеси и ограничивает область применения этой добавки. В связи с этим изучается возможность применения для бетона на местных материалах в качестве противоморозных добавок НН, ХК+НН. В последней добавке нитрит натрия является ингибитором коррозии стали, а хлорид кальция — эффективным ускорителем твердения бетона. Каждая из составляющих в отдельности является противоморозной добавкой, а сочетание их объединяет все достоинства и создает новую противоморозную добавку, лишенную недостатков их составляющих.

Комплексные добавки влияют на изменение подвижности и воздухосодержания бетонной смеси в зависимости от продолжительности ее выдерживания. Смесь перемешивали вручную в металлическом ящике, укрытом влажной мешковиной против испарения воды. Время транспортирования бетонной смеси до строительной площадки в Якутске не превышает 1 ч, поэтому пробы для осадки конуса и воздухосодержания смеси отбирали через 0, 30 и 60 мин.

С увеличением времени выдержива-

ния подвижность бетонных смесей с комплексными добавками уменьшается почти с одинаковой интенсивностью (рис. 2). При этом в первые полчаса происходит резкая потеря подвижности у всех составов, почти на 50—60% первоначальной. Далее интенсивность потери подвижности смеси уменьшается. Через час после приготовления бетонной смеси без добавок и с комплексной добавкой 12 (8% П+0,2% ССБ+0,02% СНВ) осадка конуса составила 1,8 и 0,2 см соответственно, что не отвечает требованиям СНиП III-15-76. Укладка в монолитные конструкции таких смесей снижает качество их уплотнения, что отрицательно сказывается на физико-механических свойствах бетона.

Количество вовлеченного воздуха для смесей с комплексными добавками 13 (8% НН+0,2% ССБ+0,02% СНВ) и 14 (4% НН+2% ХК+0,2% ССБ+0,02% СНВ) уменьшается со временем и составляет соответственно 4,8 и 3,7%. Причем резкое уменьшение объема воздуха происходит в первые полчаса. У составов без добавки и с комплексной добавкой 12 воздухосодержание увеличивается во времени, что, по-видимому, вызвано быстрым схватыванием бетона.

Твердение бетона с комплексными добавками в естественных условиях весеннего периода в Якутске изучали на бетонных кубах с ребром 10 см. Кинетика нарастания прочности бетонов показана на рис. 3. Среднесуточная температура твердения колебалась от —18,5 до 15,5°C. За это время абсолютная минимальная температура ночью доходила до —27°C, а абсолютная максимальная температура днем до 23,9°C. В естественных условиях твердения все образцы приобрели некото-

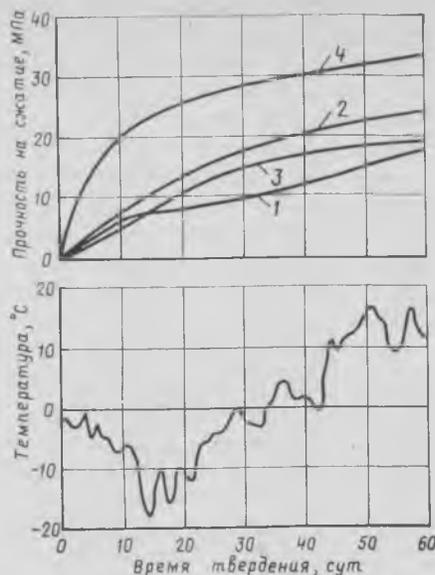


Рис. 3. Нарастание прочности бетона в естественных условиях весеннего периода Якутска
1—4 — то же, что и на рис. 2

рую прочность, причем бетоны с комплексными добавками выше, чем бетоны без добавки. Прочность бетона с комплексными добавками 13 и 14 за 60 сут твердения достигла 80 и 63% марочной соответственно. Интенсивно твердел бетон с добавкой 12. Прочность его за 60 сут составила 110% марочной. Скорость твердения бетонов с комплексными добавками со временем уменьшается.

Бетон без добавок за то же время приобрел прочность 17,5 МПа (почти 60% марочной), достаточную для распалубки или частичного нагружения конструкций. Однако твердение бетона без добавки происходило, в основном,

в начальном и во второй половине периода твердения при среднесуточной температуре воздуха выше —8°C. При температуре ниже —8°C прирост прочности почти отсутствует.

Морозостойкость бетона, испытанная по ГОСТ 10060—76, оказалась Мрз 300 и выше с добавками 13 и 14, Мрз 200 — для бетона без добавок и Мрз 150 для бетона с добавкой 12.

Таким образом, беспрогревное бетонирование с противоморозными добавками в естественных условиях весеннего периода Якутска позволяет получить прочность, достаточную для распалубки и частичной загрузки конструкций и значительно упрощает технологию производства работ по сравнению с электропрогревом бетона.

Применение противоморозных добавок НН, ХК+НН в сочетании с пластифицирующими и воздухововлекающими добавками более эффективно, чем с добавкой поташа с точки зрения технологии производства работ на стройплощадке. Они способствуют формированию более плотной структуры бетона, что благоприятно отражается на свойствах бетона, определяющих его долговечность.

Обеспечение заданных параметров бетона и бетонной смеси достигается только при обязательном применении пластифицирующей и воздухововлекающей добавок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях, районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. — М.: Стройиздат, 1982.
2. Руководство по применению бетонов с противоморозными добавками. — М.: Стройиздат, 1978.
3. Мирон С. А. Теория и методы зимнего бетонирования. — М.: Стройиздат, 1975.

УДК 693.547:627.33

А. Р. СОЛОВЬЯНЧИК, В. П. ВЕЛИЧКО, кандидаты техн. наук
(ВНИИТранспортного строительства)

Бетонирование конструкций морского пирса при отрицательных температурах воздуха и воды

При строительстве морского пирса возникла необходимость забетонировать в зимнее время при температуре морской воды —1,9°C и среднесуточной температуре окружающего воздуха —15°C устоя и оголовки. При бетонировании устоя размером в плане 6×10,3 м, высотой 15 м необходимо было применять метод восходящего

раствора, поскольку в шпунтовое ограждение ранее был уложен крупный заполнитель. При бетонировании оголовков пирса, находящихся в зоне переменного уровня воды, следовало обеспечить марку бетона по морозостойкости Мрз 300.

Метод восходящего раствора заключается в том, что в огражденный кот-

лован предварительно укладывают крупный заполнитель (каменную наброску), после чего в заранее оставленные шахты устанавливают трубы, по которым подают цементный раствор или цементное тесто, заполняющие пустоты между камнем или щебнем и постепенно поднимающиеся вверх, вытесняя при этом воду. При отрицательной температуре

воды этот метод обычно не применяется.

Проведенный ВНИИтранспортного строительства анализ способов, обеспечивающих благоприятные условия твердения бетона, показал, что для твердения бетона в сжатые сроки наиболее целесообразно осуществлять предварительный подогрев каменной наброски под водой пропуском через нее подогретой морской воды. После этого предполагалось нагнетать подогретый цементный раствор. Цель предварительного подогрева — создать запас тепла в кладке и полнее использовать тепло-выделение цемента вследствие повышения температуры кладки, при которой протекает реакция гидратации.

При этом основным была организация потоков теплой воды в каменной наброске. По условиям бетонирования прогрев заполнителя должен быть равномерным с разницей температур в отдельных точках массива не более 5°C. Это создавало дополнительные трудности при разработке технологии бетонирования. Вначале было предложено прогревать заполнитель пропуском теплой воды снизу вверх через блок бетонирования. При этом возникли два варианта подачи воды — по трубам с выпуском теплоносителя в нижней части трубы и по перфорированным по всей длине трубам. Для сокращения потерь теплой воды целесообразно устраивать водонепроницаемый экран по верху наброски.

На основании анализа построенных гидродинамических сеток установлено, что подача теплой воды по перфорированным трубам нецелесообразна, поскольку прогреву будет подвержена в основном верхняя часть. Исследования показали, что при производстве работ по первому варианту при расходе воды 72 м³/ч для нагрева наброски до 30°C потребуются 6 ч.

Прогноз температурного режима твердеющей кладки, разработанный с использованием гидравлических аналогий по известной методике, показал, что распределение температур в кладке в различные сроки твердения бетона может иметь вид, представленный на рис. 1. Анализом установлено, что весь бетон кладки, находящейся в грунте, твердеет в благоприятных условиях и уже через 15 сут набирает проектную прочность. Температура в ядре устоя через 4 сут после начала бетонирования достигает 48,8°C, затем медленно понижается и через 2 мес остается выше начальной.

В блоках, находящихся в контакте с морской водой, бетон набирает за это время прочность 10—50% проектной. Однако это не опасно для строя-

щегося устоя, поскольку более чем в 0,9 части сечения устоя имеет проектную прочность и может воспринимать навал судов, а в оставшейся части доберет прочность в процессе выдерживания.

Прогрев воды и каменной наброски внутри шпунтового ограждения устоев в условиях строительства осуществляли паром, подаваемым по двум трубопроводам диаметром 100 мм. Вблизи устоев построили парораспределительные гребенки, изготовленные из трех труб диаметром 80 мм, врезанные в распределительную трубу диаметром 165 мм. Каждая из трех ветвей гребенки оканчивалась специальной насадкой, через которую пар выпускался на глубине не менее 5 м, благодаря чему он не выбивался на поверхность и не конденсировался.

Насадки представляли собой отрезок перфорированной трубы длиной 500 мм, диаметром 165 мм, с отверстиями диаметром 5,5 мм. На каждой насадке было устроено по 700 отверстий, что обеспечивало выход пара в воду мелкими струйками и интенсивную его конденсацию. Циркуляция воды внутри шпунтового ограждения осуществлялась центробежным насосом производительностью 200 м³/ч. При этом всасывающий шланг насоса опускали в шахту до отметки 13 м. Холодная вода, забираемая снизу, выбрасывалась над местом установки насадок в целях обеспечения более полной конденсации поднимающихся пузырьков пара.

Во время прогрева воды и каменной наброски циркуляция начиналась одновременно с подачей пара и продолжа-

лась непрерывно. Перед началом подачи цементного раствора после достижения в нижней зоне наброски требуемой температуры насос включали, а пар подавали до окончания работ.

При бетонировании использовали раствор с добавкой СДБ в количестве 0,35% массы цемента. Такая концентрация добавки обеспечила торможение потери подвижности раствора в течение 40—45 мин. Состав цементно-песчаного раствора следующий: цемент пуццолановый марки 300—750 кг/м³; песок 900 кг/м³; вода — 400 л/м³.

Бетонирование осуществляли подачей раствора от растворного узла на базе бетономесительной установки С-543 к устью по металлическим трубам электрогидравлическими насосами пульсационного действия. Раствор подавали подогретым до 30°C через две вливающие трубы диаметром 100 мм, поднятые таким образом, что их устье всегда находилось ниже уровня вытекающего раствора на 0,5—1 м. За 8 сут уложили 1450 м³ раствора.

В процессе бетонирования осуществляли контроль за уровнем растекающегося раствора через 4 контрольные шахты, расположенные в периферийной зоне устоя. Проводили также отбор проб раствора для определения основных физико-механических свойств — подвижности, расслаиваемости, скорости истечения из воронки, прочности, объемной массы, состава раствора. В ходе выполнения работ измеряли температуру воды и бетона медь-константовыми термометрами, опущенными на восьми уровнях по глубине шахты с точностью не менее ±0,3°C ежедневно в течение 7 сут.

Во время строительства была обеспечена требуемая равномерность разогрева каменной наброски, однако температура разогрева из-за недостаточной мощности источника тепловой энергии производительностью 2 т пара в час, не превышала 18°C.

Температура раствора, уложенного в устье, поднялась за первые 2 сут на 6—12°C и в дальнейшем незначительно понижалась. Таким образом результаты теоретических исследований в целом подтвердились, что позволило выполнить бетонирование двух устоев в сжатые сроки и получить требуемую прочность бетона через 35—40 сут после укладки.

Причальный пирс, запроектированный из стального шпунта, имел железобетонный оголовок. Для защиты шпунта от коррозии требовалось забетонировать его верхнюю часть ниже горизонта воды. Бетон оголовка был запроектирован марки БГТ 300 В-4, морозостойкостью Мрз 300. Было решено производить

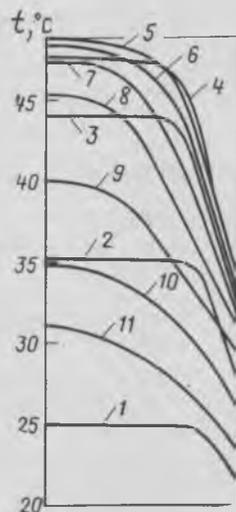


Рис. 1. Распределение температур в каменной наброске устоя после укладки раствора

1 — 0 сут; 2 — 1 сут;
3 — 2 сут; 4 — 3 сут;
5 — 4 сут; 6 — 5 сут;
7 — 9 сут; 8 — 15 сут;
9 — 30 сут; 10 — 45 сут;
11 — 60 сут

бетонирование оголовка с применением метода активного термоса и укладкой бетона «насухо» в теплоизолирующую водонепроницаемую опалубку. Для обеспечения водонепроницаемости дна опалубки в месте пересечения его стальным шпунтом после заделки щелей предусматривалось уложить подводным способом тампонажный слой бетона толщиной 0,5 м ниже проектной отметки подошвы оголовка.

Для прогрева тампонажного слоя и уменьшения теплотерь бетона в воду через «мостик холода» (металлический шпунт), а также для создания благоприятного собственного термонапряженного состояния оголовка, формирующегося при выравнивании температуры по сечению конструкции после затвердевания бетона, предполагалось уложить трубы диаметром 86 мм на отметке — 0,25 м для подачи пара. Начальная температура бетона была рекомендована не ниже 30°C, а теплоизолирующую и водонепроницаемую опалубку необходимо было установить из двух слоев досок и слоя брезента.

Для проверки правильности принимаемых рекомендаций проведены теоретические исследования температурного режима бетона при прогреве тампонажного слоя паром, пропускаемым по трубам. Из анализа температурного поля нулевых напряжений следует, что при выравнивании температур по сечению конструкции на верхней наружной поверхности появятся сжимающие (благоприятные) температурные напряжения, которые в последующем обеспечат по-

вышенную морозостойкость бетона оголовка (рис. 2). Кривые нарастания прочности бетона в процессе твердения и изменения температур в наиболее разогретой и наиболее холодных точках показали, что бетон к моменту замерзания, т. е. через 7 сут после укладки, набирает прочность 70% R_{28} (рис. 3). Остальные 30% прочности бетон должен был добирать в теплый период года.

Предварительно за 10 ч до начала бетонирования оголовка подогревали опалубку острым паром до 35°C. Среднее значение температуры бетонной смеси к моменту укладки составляло

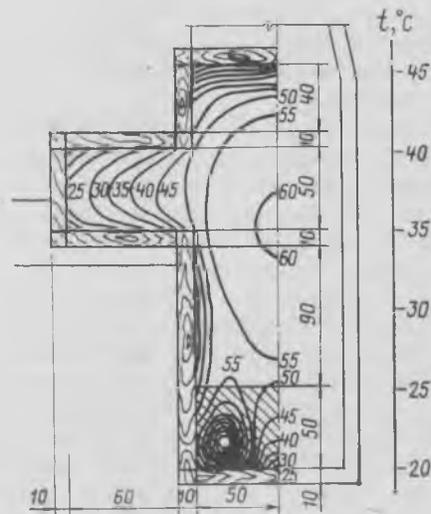


Рис. 2. Температурное поле оголовка в момент формирования температурного поля нулевых напряжений (цифры на изолиниях соответствуют температуре, °С)

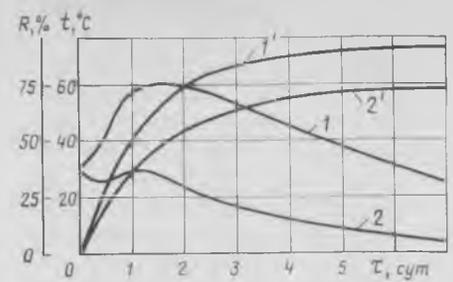


Рис. 3. Кривые изменения температуры и прочности бетона в оголовке во время твердения 1, 1' — температура и относительная прочность в наиболее разогретой точке; 2, 2' — то же, в наиболее холодной точке

10—12°C. Перед подачей пара бетон выдерживали в течение 4 ч. Подъем температуры бетона осуществляли со скоростью 5°C/ч. Изотермический прогрев при $50 \pm 5^\circ\text{C}$ проводили в течение 32 ч, после чего подачу пара прекращали. В процессе строительства осуществляли контроль качества работ и измеряли температуру бетона.

Температурные режимы и прочность бетона к моменту замерзания оказались не ниже расчетных. Для повышения долговечности уложенного бетона было решено оставить опалубку в качестве тепловой изоляции, уменьшающей число циклов замораживания-оттаивания в бетоне оголовка.

Примененные методы возведения узлов и оголовков пирса позволили на 3 мес сократить сроки строительства и получить существенный экономический эффект от досрочного ввода объекта в эксплуатацию.

УДК 693.546:693.547.3

Б. М. КРАСНОВСКИЙ, канд. техн. наук (ЦМИПКС при МИСИ)

Предварительный пароразогрев бетонных смесей в технологии зимнего бетонирования

До недавнего времени один из эффективных методов ускорения твердения бетона — предварительный пароразогрев бетонных смесей — применялся только в заводской технологии сборного железобетона.

В результате исследований, выполненных в ЦМИПКС при МИСИ совместно с Главкузбасстроем Минтяжстроя СССР, Главбрянскпромстроем Минпромстроя СССР и Владимирским территориальным управлением Минстроя СССР, предварительный пароразогрев бетонных смесей внедрен в

практику и технологию зимнего бетонирования.

До тех пор, пока перевозка бетонных смесей от бетоносмесительных узлов до стройплощадки осуществлялась в основном автосамосвалами общего назначения, единственным способом предварительного разогрева бетонной смеси был электроразогрев.

Появление автобетоносмесителей позволило использовать для разогрева бетонной смеси не только электроэнергию, но и другие теплоносители — технологический пар низкого давления,

тепловыделяющие химические комплексы и др. Пароразогрев ведется технологическим паром низкого давления, получаемым от стационарной котельной или от передвижного парогенератора, работающего на жидком или газообразном топливе. Пароразогрев основан на непосредственном вводе пара в смесь при перемешивании. Разогрев бетонной смеси паром, поступающим в барабан автобетоносмесителя, происходит вследствие тепла фазового перехода, выделяющегося при конденсации пара, соприкасающегося с поверхностью

бетонной смеси, а также со стенками и лопастями смесителя. При конденсации 1 кг пара выделяется около 2300 кДж. В процессе разогрева бетонной смеси пар, конденсируясь, не только нагревает ее, но и образует часть воды затворения.

В смесительном барабане объемом $V_{БРБ}$, длиной $l_{БРБ}$, вращающемся со скоростью n и заполненном бетонной смесью объемом V_B так, что объемный коэффициент заполнения и приведенный

радиус $R' = \sqrt{\frac{V_{БРБ}}{\pi l_{БРБ}}}$, массовое поступление конденсата за 1 мин

$$Q' = \frac{n l_{БРБ} \Delta t}{60 r} \left(F'_B \alpha_B \frac{2\pi}{180} + r \sin \frac{\varphi}{2} + F'_{БРБ} \alpha_{БРБ} + F'_{л} \alpha_{л} \right), \quad (1)$$

где $F'_B = 2 R' \sin \frac{\varphi}{2}$; $F'_{БРБ} = \pi R' \left(2 - \frac{\varphi}{180} \right)$; $F'_{л} = 1,5 \pi n (1 - k_3) R'^2$;

Δt — разность температур теплоносителя и средней температуры бетонной смеси, °С; r — теплота парообразования, кДж/кг; F'_B , $F'_{БРБ}$, $F'_{л}$ — приведенные поверхности конденсатообразования, зависящие от k_3 ; φ — центральный

угол; $k_3 = \frac{\varphi}{360} - \frac{\sin \varphi}{2\pi}$; α_B , $\alpha_{БРБ}$, $\alpha_{л}$ — коэффициенты теплопередачи конденсатообразующих поверхностей бетонной смеси, стенок барабана и лопастей, Вт/(м²·°С) и определяемые выражениями [1,2]

$$\alpha_B = k_{\beta} \lambda 14,3 R_e^{0,4} \left(\frac{l_M}{t_c} \right)^{3,8} \left(\frac{r}{c \Delta t} \right)^{0,36}, \quad (2)$$

где k_{β} — коэффициент, зависящий от наклона поверхности бетонной смеси при вращении барабана смесителя: $k_{\beta} = 1,05 \dots 1,1$; λ — коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С); R_e — критерий

Рейнольдса: $R_e = V \sqrt{\frac{F}{\nu}}$; V —

окружная скорость поверхности барабана смесителя, м/с; ν — кинематическая вязкость теплоносителя, м²/с; t_M , t_c — температура мокрого и сухого термометра, °С; c — теплоемкость теплоносителя, кДж/(кг·°С).

$$\alpha_{л} = 1,33 \lambda \times \left[\frac{1}{4} \frac{\nu}{\alpha} \frac{\left(g - \frac{V^2}{R'} \right) l^3}{\nu^3} \frac{r}{c \Delta t} \right]^{0,25}, \quad (3)$$

где α — коэффициент температуропроводности, м²/с; $l = 1$ м.

$$\alpha_{БРБ} = 0,149 \left[\frac{\lambda^3 \rho r \left(g - \frac{V^2}{R'} \right)}{\nu \Delta t \sqrt{\frac{\sigma}{\rho}}} \right]^{0,25}, \quad (4)$$

где ρ — плотность, кг/м³; σ — коэффициент поверхностного натяжения, кг/м.

Если требуется разогреть в автобетоносмесителе за τ мин на t° С объем бетонной смеси V_B м³ и теплотехническим расчетом [3] установлено, что для этого необходимо Q'' кДж пара, заданного термодинамическими параметрами (давлением, температурой и степенью сухости), то минутное поступление пара Q' в барабан

$$Q' = \frac{Q''}{\tau}, \quad (5)$$

Приравняв правые части (1) и (5) и решая полученное уравнение относительно n , определим ту минимальную скорость вращения барабана смесителя, которая при всех уже известных и заданных данных обеспечит конденсацию в смесителе требуемого количества пара.

Часовая производительность парогенератора Q

$$Q = \frac{60 Q''}{\tau} = 60 Q'. \quad (6)$$

Основным технологическим требованием к пару является стабильность его термодинамических характеристик.

Пароразогрев может осуществляться по следующим технологическим схемам:

Загрузка автобетоносмесителя с теплоизолированным барабаном уже разогретой до необходимой температуры смесью на заводе товарного бетона, транспортировка ее с перемешиванием до стройплощадки при необходимости пластификация бетонной смеси непосредственно перед укладкой, механизированная укладка горячей бетонной смеси, выдерживание до набора требуемой прочности.

Разогрев заготовленной бетонной смеси на пункте пароразогрева завода товарного бетона или в пути следования.

Разогрев на стройплощадке от стационарного источника пароснабжения (действующая котельная, технологический пар и т. д.).

Разогрев на стройплощадке от передвижного парогенератора на специальном оборудованном посту.

Широкое применение пароразогретых в автобетоносмесителях СБ-92, СБ-92/А, С-1036 Б смесей осуществлялось зимой 1981—1984 гг. на стройплощадках Владимира и Кемерово.

Для введения пара в смесительный барабан загрузочно-разгрузочное устройство и горловину закрывали, в внутрь

барабана вводили стальную трубу диаметром 1,5—2", длиной 1,2 м, к которой подводился термостойкий шланг, снабженный быстросъемным соединением.

Автобетоносмесители загружали отдозированной сухой смесью компонентов бетона из заполнителей естественной влажности или смесью, содержание воды в которой доводилось до расчетной величины при конденсации пара в процессе разогрева. Разогревались смеси различных марок — М100, М200, М300 и разных объемов — 2,5 и 3,5 м³. После загрузки смеси транспортировали к пунктам разогрева на БСУ, перемещивая в пути или на стройплощадке.

Температуру бетонной смеси внутри смесительного барабана измеряли автомобильными датчиками, вмонтированными в корпусе барабана, питающимися от сети базового автомобиля. Количество поданного в смеситель пара контролируется по давлению, температуре, влажности пара и продолжительности его подачи. Консистенцию бетонной смеси в процессе разогрева можно оценивать по углу поворота β центра тяжести массы в процессе вращения в соответствии с экспериментальными графиками, установленными для конкретного состава и подчиняющихся зависимости

$$\sin \beta = k f \frac{\left(\frac{\pi n_{БРБ}}{30} \right)^2 R' + g \sqrt{1+f^2}}{g (1+f^2)}, \quad (7)$$

где f — коэффициент трения смеси о стенки барабана; k — коэффициент, учитывающий трение смеси о лопасти барабана.

После разогрева горячую смесь доставляют к месту укладки не более 1 ч с непрерывным или периодическим перемешиванием.

На стройплощадке бетонная смесь поступает в блок бетонирования или в приемный бункер автобетононасоса и далее по бетонопроводу транспортируется в конструкцию, где выдерживается до набора необходимой прочности.

Периодическое перемешивание горячей бетонной смеси в процессе разогрева и транспортирования способствует термомеханической активации цемента, что значительно интенсифицирует экзотермические процессы, процессы структурообразования и скорость набора прочности. Бетонные смеси, уложенные в конструкцию с модулем поверхности $M = 6 \dots 10$ м⁻¹ при начальной температуре 60—70°С, к моменту остывания набирают 70—100% R_{28} .

Предварительный пароразогрев создавал возможность использования в зимних условиях парка автобетоносмесителей, сокращения продолжительности изготовления конструкций, расширения

области применения метода горячего термоса.

На объектах Главбрянскпромстроя нашла применение технология зимнего бетонирования смесями предварительно пароразогретыми в пневмонагнетателях, сочетающая достоинства предварительного разогрева и трубопроводного транспорта.

Для этих целей использован пневмоукладчик ПБ-1, дополнительно утепленный и дооборудованный системой контроля и подачи пара. Для разогрева смеси применена схема подачи пара сверху на перемешиваемую бетонную смесь через сопло с условным проходом 25 мм, установленное на крышке загрузочного люка питателя нагнетателя. Источником пара служит передвижная инвентарная котельная на базе парогенератора Д-721А или магистральный отвод от действующей системы стационарного пароснабжения.

Применение резино-тканевых бетонов В-1-10 с толщиной стенки 16 мм

позволяет транспортировать разогретые смеси при температуре воздуха до -20°C с теплотерями не более 5%.

Порция недозатворенной (по расчету) бетонной смеси объемом 650 л загружается в питатель нагнетателя, люк загрузочной воронки герметически закрывается, в питатель подается пар давлением 0,2—0,5 МПа, который вследствие конденсации на стенах и поверхности смеси, непрерывно перемешиваемой лопастями, установленными на горизонтальном валу, дозатворяет и разогревает смесь до заданной температуры. После разогрева подача пара прекращается и бетонная смесь сжатым воздухом по трубопроводу подается к месту укладки. Исполнение питателя установки ПБ-1 делает возможным приготовление в нем разогретой смеси из сухих компонентов.

Контроль за температурой в процессе разогрева осуществляется портативным электрическим термометром ЭТП-М, а за расходом пара — по давлению в па-

рпроводе и времени истечения из сопла с учетом степени сухости пара.

Продолжительность технологического цикла, включая загрузку питателя, разогрев смеси и ее транспортировку, составляет 8—10 мин, что обеспечивает технологическую производительность питателя 5—6 м³/ч.

Зимой 1981—1984 гг. методами предварительного пароразогрева в автобетоносмесителях и пневмонагнетателях было уложено более 8 тыс. м³ бетона. Экономический эффект при этом составил 2—3 р/м³ бетона, трудозатраты снизились на 20—35%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Заседателей И. Б. Теплообмен в камерах твердения периодического действия. — Бетон и железобетон, 1959, № 10.
2. Кутателадзе С. С. Теплопередача при конденсации и кипении. — М.: Машгиз, 1962.
3. Руководство по пароразогреву бетонных смесей при производстве сборного железобетона. — М.: Стройиздат, 1978.

УДК 693.547.3

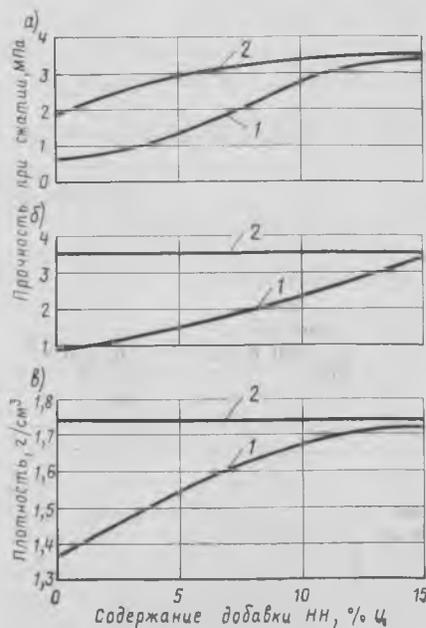
Г. П. КОРОЛЕВА, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. П. МУКВИЧ, инж. (СоюздорНИИ)

Устройство цементно-песчаных оснований дорог в зимних условиях

В настоящее время остро стоит вопрос строительства оснований протяженных конструкций (дорог, аэродромов и др.) для труднодоступных северных районов страны, богатых месторождениями нефти и газа.

Изучали устройство оснований дорог из цементно-песчаных смесей, затворенных до оптимальной влажности (для получения максимального уплотнения) водными растворами противоморозных добавок, способствующих твердению (хотя и замедленному) в условиях среднесуточных температур до -20°C .

В качестве противоморозной принимали добавку нитрата натрия (НН), практически нейтральную по отношению к минералам портландцемента и цементного камня и не вызывающую коррозии стальной арматуры в сборных железобетонных плитах покрытия. Использовали также комплексы этой добавки с пластификаторами С-3, СДБ и др.



Для установления оптимального количества добавки НН готовили цементный раствор состава 1:7,33:0,73 (12% цемента и 88% песка) с расходом староскопского портландцемента около 204 кг/м³ (активность 45 МПа). Использовали кварцевый песок подмосковного карьера с $M_{кр} = 1,2$.

Прочность определяли, согласно СН 25-74, на образцах-цилиндрах высотой и диаметром по 50 мм, изготовленных 15-кратным трамбованием смеси на малом приборе стандартного уплотнения СоюздорНИИ при положительной температуре и 25-кратным требованием при температуре смеси ниже 0°C .

Рис. 1. Изменение прочности и плотности цементного раствора в зависимости от содержания добавки НН
а — в возрасте 28 сут при -18°C и 28 сут при $+18^{\circ}\text{C}$; б — то же, 28 сут при $+18^{\circ}\text{C}$; в — после формования; 1 — температура формируемой смеси $-5, -8^{\circ}\text{C}$; 2 — то же, $+18^{\circ}\text{C}$

При работе на холодных материалах цемент и песок естественной влажности (4%) выносили в морозильную камеру на 18—24 ч. Затворение смеси производили водным раствором противоморозной добавки с температурой 14, 18°C.

Как показали исследования (рис. 1), прочность на сжатие раствора, отформованного из смеси с температурой —5, —8°C и выдержанного по комбинированному режиму — на морозе и в нормальных условиях (R_{28+28}) — возрастает по мере увеличения расхода добавки. Наибольший прирост прочности наблюдается при расходе 10% НН с замедлением при большей дозировке добавки. С учетом экономического фактора оптимальный расход добавки НН при температуре —15, —20°C можно принять равным 10—15% массы цемента.

Такая закономерность сохраняется и при формировании образцов из теплых (18°C) смесей, твердеющих затем по тому же режиму. Наибольшая разница в прочности раствора, отформованного из теплых и холодных смесей, наблюдается при небольших дозировках добавки из-за недоуплотнения холодных смесей при частичном льдообразовании. Теплые смеси имеют практически одинаковые плотности в пересчете на сухое вещество после стандартного уплотнения (см. рис. 1) и прочность раствора при выдерживании их только при положительной температуре независимо от количества НН. Холодные смеси резко отличаются по указанным показателям.

Такие же зависимости получены и при использовании раствора состава 1 : 5,67 : 0,73 (15% цемента и 85% песка) с расходом цемента около 260 кг/м³.

Применение в цементных растворах более мелкого нижевартового песка с $M_{кр} = 0,9$, на котором работают в большинстве районов Тюменской области, привело к увеличению водопотребности смеси и снижению их прочностных показателей.

В связи с этим исследовался расход себряковского портландцемента с активностью 47 МПа. Как видно из рис. 2, наибольший из рекомендованных СН 25-74 расход цемента 12% не обеспечивает получение цементного раствора наиболее распространенного второго класса прочности (2—4 МПа). Для получения такой прочности расход цемента должен быть не ниже 14%. Тогда марочная прочность теплового и прочность холодного растворов примерно равны между собой и удовлетворяют требованиям по морозостойкости. Предел прочности на раскалывание цементно-песчаных образцов из холодных смесей составляет 0,13—0,2 R_{28+28} , что соответствует существующим нормам.

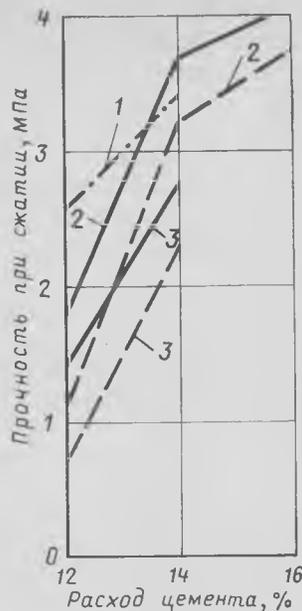


Рис. 2. Изменение прочности цементного раствора в зависимости от содержания в нем портландцемента
1 — без добавки; 2 — с противоморозной добавкой 15% НН; 3 — то же, 10% НН
— в возрасте 28 сут при —18°C и 28 сут при +18°C;
--- то же, и 25 циклов замораживания—оттаивания;
- - - в возрасте 28 сут при +18°C

Исследования влияния температуры формируемой цементно-песчаной смеси на ее прочность R_{28+28} показали, что состав с расходом цемента 12% и добавкой 10% НН набирает прочность, равную 91; 73 и 18% прочности эталона (теплого состава) при формировании смеси с температурой соответственно 18, —8 и —16°C. Состав с расходом цемента 15% набирает 80, 58 и 20% прочности при

температуре смеси соответственно 20, —8,5 и —14°C.

С такой же закономерностью изменяется и степень уплотнения формируемой смеси в зависимости от ее температуры. Так, в составе с расходом цемента 12% коэффициент уплотнения был соответственно равен 1, 0,91, 0,81, а 15% — 1, 0,92, 0,84. Отсюда следует, что холодные (до —10°C) растворные смеси на морозе должны быть уложены таким образом, чтобы плотность их была не ниже 0,9 плотности теплых смесей. Это позволит избежать больших недоборов прочности.

Одной из характеристик долговечности материала является его морозостойкость. Как показали исследования (табл. 1), противоморозная добавка поташа (П) вызывает быстрое замерзание холодного (—5°C) раствора на морозе, снижающее степень уплотнения смеси, а также его прочность и морозостойкость (состав 4). Причиной этого, видимо, является быстрое связывание добавки в твердой фазе вследствие ее большой активности к минералам цемента.

Добавка НН обеспечивает хорошее уплотнение смеси вплоть до температуры —11°C. При более низких температурах резко снижаются ее физико-механические характеристики и затвердевшего материала (составы 9, 10). Это подтверждается и кинетикой водопоглощения образцов (табл. 2). Так, в составе 10 в 1,3 раза по сравнению с составом 9 увеличивается водопоглощение в начальный период времени и в 1,5 раза его максимальное значение, что свидетельствует об увеличении числа открытых крупных пор.

Таблица 1

Номер состава	Влажность, %	Количество добавки, % массы цемента	Температура смеси, °C	Плотность, г/см ³	Прочность при сжатии, МПа, после циклов замораживания—оттаивания		К _{мрз}
					0	25	
<i>Себряковский портландцемент</i>							
1	12,5		18	1,73	2,00	2,00	1,00
2	12,5	10 НН	—11	1,54	1,40	0,70	0,50
3	12,5	15 НН	—8	1,74	1,76	1,13	0,64
4	12,5	15 П	—8	1,67	0,87	0,40	0,46
5	12,5	10НН+0,5(136—41)	—9	1,63	1,96	1,40	0,71
6	10,5	10НН+0,5(136—41)+0,8 СДБ	—8	1,67	1,85	1,75	0,95
7	10,8	10НН+0,5(С—3)+0,2 СДБ	—8	1,67	1,91	1,16	0,60
8	12,5	10НН+0,2(ПАЩ—1)+0,02 НК	—7	1,65	1,30	1,60	1,24
9	11,0	10 НН	—10	1,76	3,93	4,33	1,09
10	11,0	10 НН	—15	1,59	1,32	1,16	0,88
<i>Старооскольский портландцемент</i>							
11	11,0	10 НН	—8	1,86	4,36	4,25	0,91
12	11,0	10 НН	18	1,86	6,25	5,00	0,80
13	9,0	10 НН+0,8 СДБ	—8	1,87	4,65	4,90	1,05
14	9,0	10 НН+0,8 СДБ	18	1,87	6,50	5,20	0,80

Примечания: 1. Возраст образцов состава 1 к моменту испытаний 28 сут при 18°C, а в остальных составах — 28 сут при —18°C и 28 сут при 18°C. 2. В составах 1—8 расход цемента 12%, песок $M_{кр} = 0,9$; в остальных — соответственно 15% и 1,4.

Таблица 2

Номер состава	Водопоглощение во времени, %					
	5 мин	20 мин	1 ч	2 ч	1 сут	2 сут
2	29,0	29,2	30,0	29,5	29,5	30,2
	96,0	97,0	99,5	98,0	98,0	100,0
5	22,4	22,7	23,9	24,0	24,7	25,6
	87,5	89,0	93,5	94,0	96,5	100,0
6	23,0	23,1	23,8	23,8	25,1	26,1
	88,0	88,5	91,0	91,0	96,0	100,0
9	15,9	16,1	16,5	16,8	19,8	20,7
	77,0	78,0	80,0	81,5	96,0	100,0
10	20,7	21,0	21,5	21,6	23,1	24,0
	86,0	87,5	89,5	90,0	96,0	100,0

Примечание. Над чертой — объемное, под чертой — от максимальной величины

Положительно влияют на прочность и морозостойкость цементного раствора добавки 136—41, (136—41)+СДБ,

(ПАЩ—1)+НК. Введение в раствор комплексных добавок улучшает его структуру. Кроме того, использование пластификаторов снижает водопотребность смеси. Причем, эффект от применения пластификаторов достигается при их сочетании с другими добавками 136—41, С-3 (составы 6, 7) по сравнению с их индивидуальным использованием (составы 13, 14).

Цементный раствор в возрасте 7 сут имеет прочность в замороженном состоянии 0,5—1,5 МПа, что позволяет открыть движение транспорта по свежемороженому основанию, покрытому сборными железобетонными плитами.

Выводы

При устройстве цементно-песчаных оснований протяженных конструкций в зимних условиях возможно применение холодных смесей с температурой ниже

0°С. При этом коэффициент уплотнения смеси должен быть не ниже 0,9.

Для получения цементно-песчаного раствора второго класса прочности (2—4 МПа) на мелком песке расход цемента марок 400, 500 должен быть не ниже 14% а, противоморозной добавки ГН—10, 15% массы цемента при температуре наружного воздуха —15, —20°С.

Морозостойкость цементно-песчаного раствора, полученного из холодных смесей, удовлетворяет существующим требованиям СН 25—74. Для улучшения его физико-механических характеристик целесообразно использовать добавки 136—41 (136—41)+СДБ (ПАЩ—1)+НК.

Использование прочности образующегося льда позволяет открыть движение транспорта по основанию, покрытому сборными железобетонными плитами, сразу же после его замерзания.

УДК 693.547.3:620.17

В. И. ЗУБКОВ, канд. техн. наук (Новосибирский инженерно-строительный ин-т);
А. В. ЛАГОЙДА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Прогнозирование прочности бетона при бетонировании в зимнее время

Прогнозирование прочности бетона при беспрогревном выдерживании конструкций в зимнее время включает в себя решение двух самостоятельных задач — расчет температурного режима и собственно прогнозирование прочности бетона, остывающего по этому режиму. С одной стороны это определяет энергоемкость, трудоемкость и материалоемкость производства, а с другой — качество конструкций, своевременность их нагружения и ввода в эксплуатацию.

Для прогнозирования прочности в зависимости от температуры и времени твердения широко используют понятие приведенного возраста τ_{20} (или зрелости M_{20}), которое позволяет привести процесс твердения бетона при любой температуре с использованием температурной функции $f(t)$ к нормальной температуре 20°С:

$$\tau_{20} = M_{20} = \int_0^{\tau} f(t) d\tau. \quad (1)$$

Для определения температурной функции предложено несколько зависимостей, в том числе

$$f(t) = \left(\frac{t - t_n}{20 - t_n} \right)^n, \quad (2)$$

где t_n — температура приведения, при которой нарастание прочности практически прекращается; n — показатель интенсивности твердения бетона, зависящий от скорости гидратации цемента.

Если в уравнении (2) принять $n=1$, то получим градусочасы N , которые приобретает бетон за время выдерживания

$$N = \int_0^{\tau} (t - t_n) d\tau = (t_{\tau} - t_n) \tau, \quad (3)$$

где t_{τ} — средняя за время выдерживания τ температура в заданной точке конструкции.

Для описания зависимости относительной прочности бетона R от приведенного возраста τ_{20} или градусочасов N применяют формулы двух видов

$$R = A + B \lg z, \quad (4)$$

$$R = 100 [1 - \exp(-Kz)], \quad (5)$$

где z — приведенный возраст τ_{20} или градусочасы N ; A, B, K — коэффициенты, зависящие от состава бетона, вида и марки цемента.

Формула (5) более предпочтительна, поскольку в нее входит один неизвестный параметр K .

Возможность прогнозирования относительной прочности бетона без добавок

по градусочасам определена путем математической обработки данных [1]. При этом учитывалось, что процесс нарастания прочности условно можно разделить на два этапа 0—60(70) и 60(70)—100% и описать системой

$$N \leq N_1, \quad R = A [1 - \exp(-K_1 N)], \quad (6)$$

$$N > N_1, \quad R = A [1 - \exp(-K_1 N_1)] + \\ + B \{1 - \exp[-K_2 (N - N_1)]\}, \quad (7)$$

где N_1 — градусочасы, после приобретения которых интенсивность нарастания прочности замедляется.

Параметры A, B, N_1, K_1 и K_2 определяли с использованием программы минимизации функций многих переменных. При этом критерий минимизации записывали в виде

$$F(A, B, N_1, K_1, K_2) = \sum_1^m (R - R_a)^2, \quad (8)$$

где R и R_a — расчетная и экспериментальная прочность бетона; m — число опытных данных.

Расчеты показали, что интенсивность твердения изменяется после набора бетоном 60—70% прочности в зависимости от его марки и применяемого цемента. При этом коэффициент K , характеризую-

ющий интенсивность твердения бетона, уменьшается в 3—4 раза. На рис. 1 приведены результаты обработки экспериментальных данных по формулам (6—7) для бетона марки М250 при $A=72,17$; $B=38,3$; $K_1=0,001 \text{ ч}^{-1}$, $K_2=0,00035 \text{ ч}^{-1}$ и $N_1=1990^\circ\text{С}\cdot\text{ч}$.

В результате математической обработки данных по набору прочности, выполненной с учетом температуры приведения t_n , установлено, что для бетона на шлакопортландцементе она близка 0°С , а на портландцементе -3°С .

Для бетонов с противоморозными добавками температура приведения сдвигается в область отрицательных температур и зависит от состава и количества добавки. Результаты расчетов для бетона с комплексной противоморозной добавкой НН+(С-3), приготовленного на портландцементе, приведены на рис. 2. График построен по уравнению (5) при $K=0,0003056 \text{ ч}^{-1}$. Температура приведения принята -20°С , что обусловлено данными по нарастанию прочности бетона с комплексными противоморозными добавками [2]. Видно, что нарастание прочности бетона независимо от его марки (при $B/\text{Ц}=0,3-0,45$) с удовлетворительной точностью описывается формулой (5) при указанном K .

Для подтверждения этого положения на рис. 2 приведены результаты испытаний образцов-кубов с ребром 10 см, выдержанных по заранее принятым режимам остывания бетона в конструкциях (рис. 3) и испытанных в возрасте 7 сут.

Поскольку при введении в состав бетона комплексных противоморозных добавок марка его увеличивается, прочность бетона с добавками (в % от проектной без добавки) прогнозируется по формуле

$$R^1 = \eta 100 [1 - \exp(-KN)], \quad (9)$$

где $\eta = R_{28}/R_{28}^1$ (R_{28} и R_{28}^1 — прочность бетона с добавкой и без нее через 28 сут твердения в нормальных условиях).

Для расчета температурного режима при остывании бетона в конструкциях в виде бруса прямоугольного сечения (балки, колонны и т. п.) или неограниченной пластины (стены, перекрытия и т. д.) разработана методика расчета [3] на основе решений нестационарной теплопроводности.

Решения для определения температуры t в момент времени τ и средней за это время температуры t_τ в заданной точке конструкции в критериальной форме представляются в виде

$$\theta = \frac{t - t_c}{t_n - t_c} = \theta_1 + \frac{P_o}{P_d} \theta_\omega; \quad (10)$$

$$\theta_\tau = \frac{t_\tau - t_c}{t_n - t_c} = \theta_{1\tau} + \frac{P_o}{P_d} \theta_{\omega\tau}, \quad (11)$$

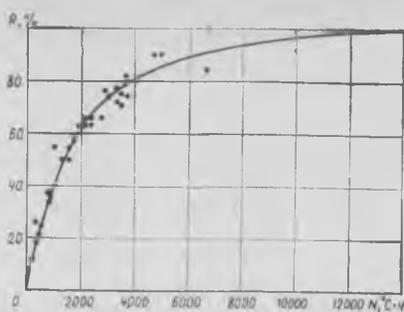


Рис. 1. Зависимость относительной прочности бетона на портландцементе марки 400 от градусочасов

● — экспериментальные данные

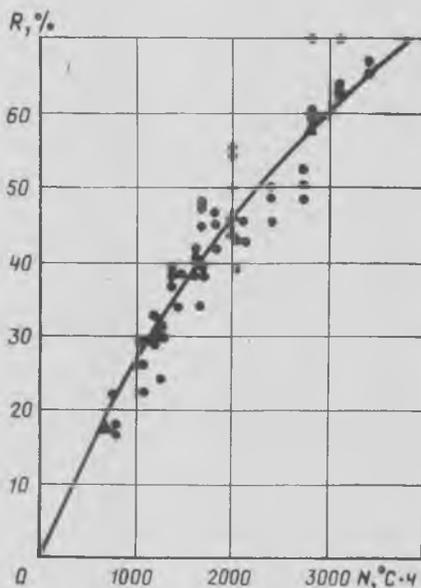


Рис. 2. Зависимость относительной прочности бетона с добавкой НН+(С-3) на портландцементе марки 400 от градусочасов

● — экспериментальные данные; ▲ — то же, по режимам рис. 3

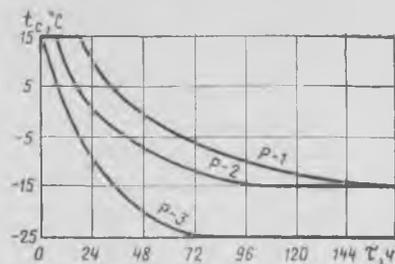


Рис. 3. Температурные режимы выдерживания образцов

где θ и θ_τ — относительная и средняя относительная температуры;

t_n и t_c — температуры уложенного бетона и наружного воздуха;

θ_1 и $\theta_{1\tau}$ — функции, зависящие от чисел Био и Фурье;

θ_ω и $\theta_{\omega\tau}$ — функции, зависящие от чисел Био (Bi), Фурье (Fo) и Предводителя (Pd);

P_o — число Померанцева;

$$Bi = \frac{\alpha_n b}{\lambda}; \quad (12)$$

$$Fo = \frac{a \tau}{b^2} = \frac{\lambda \tau}{c \gamma b^2}; \quad (13)$$

$$Pd = \frac{K_f b^2}{a} = \frac{K_{20} f(t) b^2}{a}; \quad (14)$$

$$P_o = \frac{K_f q_m \text{Ц} b^2}{\lambda (t_n - t_c)}, \quad (15)$$

где α_n — коэффициент теплопередачи опалубки; b — характерный размер конструкции (половина меньшей стороны ее сечения); λ , a — коэффициенты тепло-

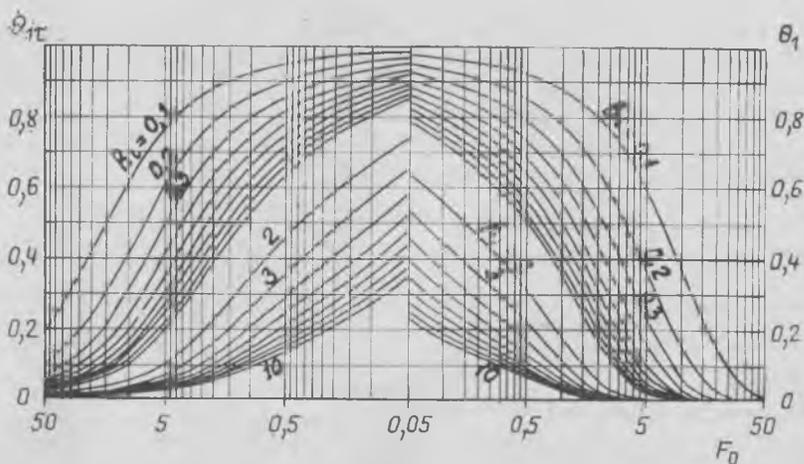


Рис. 4. Значения функций θ_1 и $\theta_{1\tau}$ для точки на поверхности конструкции

УДК 691.327.32:691.33

В. С. ГРЫЗЛОВ, канд. техн. наук (Череповецкий филиал Вологодского политехнического ин-та), С. Е. АЛЕКСАНДРОВ, канд. техн. наук, А. Г. КАПТЮШИНА, инж. (ЦНИЛ Главлипецкстроя); П. А. КРИВИЛЕВ, канд. техн. наук (ХИСИ)

Высокопрочный шлакобетон с повышенными теплозащитными свойствами

проводности и температуропроводности бетона; c, γ — удельная теплоемкость и плотность бетона; K_t, K_{20} — коэффициенты интенсивности тепловыделения цемента при температурах t и 20°C ; q_m и Π — максимальное удельное тепловыделение и расход цемента.

Полученные графики функций $\theta_1, \theta_{1\tau}, \theta_\omega$ и $\theta_{\omega\tau}$ позволяют выполнять инженерные расчеты термосного выдерживания бетона, в том числе с применением бетонов с повышенным тепловыделением либо с противоморозными добавками, с подогревом компонентов, с разогревом смеси паром или электричеством, с отогревом полости бетонирования.

На основе изложенной методики, требующей пакета номограмм функций θ_ω и $\theta_{\omega\tau}$, разработан приближенный способ расчета. В этом случае температуру бетона на поверхности конструкции и среднюю за время выдерживания τ температуру определяют по формулам

$$t = t_c + \left(t_n + \frac{q\Pi}{c\gamma} - t_c \right) \theta_1; \quad (16)$$

$$t_\tau = t_c + \left(t_n + \frac{q\Pi}{c\gamma} - t_c \right) \theta_{1\tau}, \quad (17)$$

где q — удельное тепловыделение цемента за время выдерживания;

$$q = q_m \frac{R}{100}. \quad (18)$$

Значение функций θ_1 и $\theta_{1\tau}$ находят по рис. 4. При этом числа Био и Фурье вычисляют по формулам

$$Bi = \frac{\alpha_n}{\lambda M_n}; \quad (19)$$

$$Fo = \frac{\lambda \tau M_n^2}{c \gamma}, \quad (20)$$

где M_n — модуль поверхности конструкции (отношение ее поверхности к объему).

Для выполнения приближенного расчета принимают значения α_n, R, t_n и t ; вычисляют по формулам (18)—(19) и (16) значения q, Bi и θ_1 ; находят число Fo по рис. 4 (правая часть) по значениям Bi и θ_1 , а затем время τ по формуле (20). Далее определяют $\theta_{1\tau}$ по рис. 4 (левая часть) по числам Bi и Fo ; вычисляют t_τ по формуле (17) и определяют R по формулам (3)—(5) либо другим методом.

Расчет повторяют до совпадения принятой и расчетной прочности бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Миронов С. А. Теория и методы зимнего бетонирования. — М.: Стройиздат, 1975.
2. Лагойда А. В. Зимнее бетонирование с использованием противоморозных добавок к бетону. — Бетон и железобетон, 1984, № 9.
3. Зубков В. И. Расчет зимнего бетонирования конструкций с выдерживанием по способу термоса. — Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1983, № 12.

В настоящее время в разных отраслях промышленности ошутимо сказывается отсутствие бетонов, сочетающих в себе высокую прочность, долговечность и низкую теплопроводность. В районах металлургической промышленности перспективны для этой цели бетоны на шлаковых заполнителях (шлаковой пемзе, шлаковом щебне, граншлаке), применение которых дает высокую экономию энергетических ресурсов, так как их производство требует в 20—25 раз меньше условного топлива по сравнению с другими видами пористых заполнителей.

В основу разработки рационального вида шлакобетона, удовлетворяющего повышенным эксплуатационным требованиям по несущим, весовым и теплозащитным характеристикам, были положены известные исследования [1—3]. Было установлено, что рациональное сочетание в бетоне шлаковых заполнителей трех видов позволяет достичь высокого уровня его эксплуатационных характеристик. Это достигается благодаря физико-химической однородности заполнителей, значительному содержанию стеклофазы, схожести химико-минералогического состава с цементным камнем.

В качестве исходных составляющих использовали продукты шлакопереработки Новолипецкого металлургического комбината: гранулированный шлак фракции 0—5 мм плотностью 900—1000 кг/м³, шлаковую пемзу фракции 10—20 мм плотностью 680—730 кг/м³, шлаковый щебень фракции 5—10 мм плотностью 1050—1100 кг/м³. Содержание стеклофазы равно соответственно 92—96, 65—70 и 10—15%. Вяжущим служил портландцемент марок 400, 500, 600 Белгородского цементного завода.

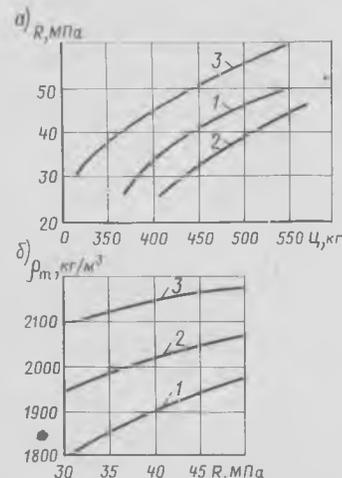


Рис. 1. Зависимость прочности бетонов на шлаковых заполнителях от расхода вяжущего (а) и их средней плотности от марки (б) 1 — шлакобетон; 2 — шлакопемзобетон; 3 — бетон на литом шлаковом щебне

Составы различных видов шлакобетонов марок 300—400 приведены в табл. 1, а результаты их испытаний в табл. 2.

Из табл. 1 и рис. 1 видно, что при совместном использовании шлаковых заполнителей трех видов можно получить конструкционный шлакобетон с пониженной средней плотностью при расходах цемента, не превышающих требований строительных норм. При этом создается достаточно плотная и прочная контакт-

Таблица 1

Вид бетона	Марка	Ж, см	Расход материалов на 1 м ³ бетонной смеси											
			портландцемента, кг			шлаковой пемзы, л		шлакового щебня, л		граншлака 0—5 мм, л	кварцевого песка, кг	воды, л	СДВ $\rho=1,05$ см ³ , л	
			400	500	600	5—10	10—20	5—10	10—20					
Шлакобетон	300	15—20	—	370	—	—	590	385	—	—	565	—	190	6,
	400	15—20	—	445	—	—	590	385	—	—	520	—	185	7,5
Шлакопемзобетон	300	15—20	—	430	—	—	270	630	—	—	—	760	250	6,0
	400	15—20	—	520	—	—	275	620	—	—	—	650	230	8,4
	400	1—3	—	540	—	—	850	—	—	—	—	735	250	8,6
Бетон на шлаковом щебне	300	15—20	360	—	—	—	—	—	440	500	—	740	220	—
	400	15—20	—	395	—	—	—	—	440	490	—	700	190	—

Таблица 2

Характеристика	Шлакобетон	Шлакопемзобетон	Бетон на шлаковом щебне	Высокопрочный бетон [4]
Средняя плотность ρ_m , кг/м ³	1750—1800 1800—1850	1890—1940 1900—1960	2100—2150 2150—2200	1995—2040 2040—2080
Коэффициент призмной прочности $K_{пр}$	0,88—0,92 0,9—0,93	0,9—0,95 0,9—0,95	0,82—0,85 0,83—0,9	0,95—1,02 —
Прочность на растяжение при изгибе $R_{п}$, МПа	4,9—5,1 5,0—5,3	4,3—4,5 4,4—4,7	4,4—4,6 4,7—4,8	— —
Прочность бетона на осевое растяжение R_p , МПа	2,25—2,4 2,6—2,65	2,45—2,6 2,8—2,88	2,4—2,6 2,85—2,9	— —
Начальный модуль упругости $E \cdot 10^3$, МПа	0,23—0,24 0,25—0,26	0,24—0,25 0,26—0,28	0,26—0,27 0,31—0,33	0,22—0,23 0,23—0,25
Нижняя граница микротрещинообразования, R_T^0	0,55—0,56 0,55—0,56	0,4—0,45 0,45—0,5	0,5—0,53 0,54—0,56	— —
Верхняя граница микротрещинообразования, R_T^V	0,88—0,9 0,88—0,91	0,86—0,88 0,88—0,89	0,85—0,88 0,86—0,89	— —
Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·К)	0,42—0,43 0,43—0,45	0,6—0,65 0,63—0,68	0,7—0,72 0,72—0,75	0,55—0,58 0,59—0,60
Морозостойкость $M_{рз}$, циклы	> 500 500	> 500 500	500 500	— —

Примечание. Над чертой — марка бетона М300, под чертой — М400.

Таблица 3

Тип плиты	Нагрузка, кН		Коэффициент запаса	Прогиб, см			Нагрузка трещинообразования, кН	Ширина раскрытия трещин, мм	Шаг трещин, мм
	контрольная	предельная		контрольный	фактический	отчислительный			
ПАТУ 1,5×12	352,50	356,5	1,02	4,8	4,75	1/250	161,40	0,10	250—300
ПГ-4АтУТ 3×6 м	174,83	222,7	1,27	1,6	1,01	1/375	95,98	0,25	250—300

ная зона и тем самым повышается водонепроницаемость, морозостойкость и прочность бетона.

Результаты испытаний показали, что модуль упругости шлакобетона аналогично шлакопемзобетону превышает нормируемое значение до 30% и близок модулю упругости для тяжелого бетона.

Коэффициент призмной прочности превышает значения, нормируемые СНиП II-21-75 на 15—25%. $R_{п}$ у разработанного и тяжелого бетонов идентична и на 8—12% превышает прочность других бетонов на шлаковых заполнителях. Среднестатистический коэффициент поперечной деформации бетона равен 0,19—

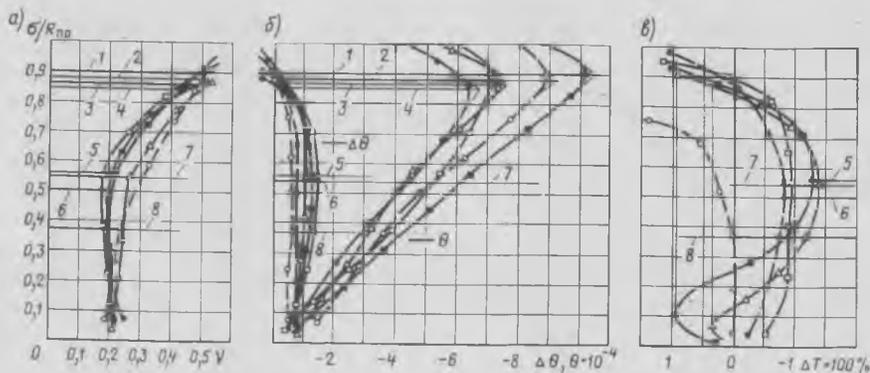


Рис. 2. Зависимость объемных деформаций (а), дифференциального коэффициента поперечной деформации (б), времени прохождения ультразвукового импульса (в) от уровня напряжений осевого сжатия в бетонах

□, ■ — шлакобетон соответственно М300, 400; ○, ● — шлакопемзобетон соответственно М300, 450; △ — бетон на литом шлаковом щебне М400

1 — 4 — $R_p^V = 0,9; 0,88; 0,87; 0,85$; $R_{пр}$: 5 — 8 — $R_T^0 = 0,56; 0,5; 0,55; 0,37 R_{пр}$

0,22, что соответствует общепринятому значению μ . Нижняя R_T^0 и верхняя R_T^V границы области микротрещинообразования шлакобетона определяют его основные зоны напряженно-деформированного состояния. Эти характеристики хорошо аппроксимируются квадратичными уравнениями второго порядка;

$$R_T^0/R_{пр} =$$

$$= 296 R_{пр} (1 - 0,00144 R_{пр}) 10^{-4} - 4,531;$$

$$R_T^V/R_{пр} = 1,338 -$$

$$- 34,77 R_{пр} (1 + 0,00183 R_{пр}) 10^{-4}.$$

На рис. 2 показана зависимость дифференциального коэффициента поперечной деформации, объемных деформаций и времени прохождения ультразвукового импульса от уровней напряжений осевого сжатия.

Теплопроводность шлакобетона исследовали по методике ГОСТ 7076—78 в специальной морозильной камере на фрагментах конструкций при моделировании режимов эксплуатации. Полученная теплопроводность шлакобетона колеблется от 0,42 до 0,45 Вт/(м·К), что на 30—35% ниже, чем у бетонов на других заполнителях. Гигроскопическая влажность данного бетона не превышает 6%, а приращение коэффициента теплопроводности на 1% влажности не более 0,019 Вт/(м·К).

Из такого бетона марки М400 на заводе ЖБИ-4 треста Железобетон Главлипецкстроя была изготовлена и испытана экспериментальная партия плит покрытия типа ПАТУ — 3 и ПГ-4АтУТ 1,5×12 — 3 и ПГ-4АтУТ 3×6 м. Результаты испытаний плит приведены в табл. 3.

Применение конструкционного шлакобетона позволило снизить массу плит на 7—10%, стоимость 1 м² изделия на 10—13% по сравнению с традиционно изготавливаемыми из тяжелого бетона. Энергозатраты при этом снижаются на 17—20%.

Выводы

Бетон на основе комплексного использования шлаковых заполнителей хорошо сочетает в себе прочностные, деформативные и теплотехнические характеристики. Конструкционный шлакобетон рекомендуется применять для беспролетных панелей наружных стен, в плитах покрытия, плитах кровли с теплым чердаком, в монолитном строительстве.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Прочность и деформативность конструкционного шлакопемзобетона / В. Н. Ярмаков, А. С. Истомина, К. П. Делос, Е. К. Анохин. — Бетон и железобетон, 1977, № 10.
2. Литой щебень из доменных шлаков и бетоны на его основе / С. Е. Александров, В. А. Здоренко, И. В. Колпаков, П. А. Кривидев. — М.: Стройиздат, 1979.
3. Федькин А. И., Диамант М. И. Высокопрочный мелкозернистый шлакобетон. — М.: Стройиздат, 1975.
4. Спивак Н. Я., Астахов В. И. Высокопрочный шлакобетон для панелей индустриальной кровли. — Бетон и железобетон, 1981, № 10.

Ю. Л. ТИМОФЕЕВ, инж. (трест Оргтехстрой Главсевкавстрой)

Опыт использования унифицированных железобетонных элементов 2Т

Встроенные помещения в современных многопролетных производственных зданиях компонуются или в виде многоэтажного пролета (вставки между одноэтажными пролетами) из конструкций серии 1.420—12, 1.020—1, где сосредоточиваются общецеховые бытовые и подсобные помещения, или в виде локальных встроенных помещений, расположенных в непосредственной близости от технологических участков. Последние, как правило, выполняют из кирпича.

Индустриальные конструкции для таких встроенных помещений и перегородок должны обеспечивать простое и надежное примыкание к основному зданию, возможность трансформации помещений при изменении технологии основного производства, а также гибкую объемно-планировочную схему помещений, позволять плавно изменять их размеры в плане и по высоте. Применение типовых конструкций не может решить эту задачу, поскольку помещения из них имеют размеры в плане, кратные шагу колонн 6 м, и ограниченный набор высот.

Проведенный технико-экономический и конструктивный анализ показал, что наиболее целесообразны для этого линейные железобетонные элементы 2Т.

Агрегатно-поточная технология формирования панелей 2Т в горизонтальных формах позволяет выполнить отверстия в полках и их подрезку, в процессе изготовления устанавливать окна, двери, вентиляционные решетки, т. е. обеспечивать выпуск изделий высокой заводской готовности. При этом в одной форме можно производить несущие стены, перегородки, плиты покрытия и перекрытия различной длины и ширины.

На основании приведенной в табл. 1 номенклатуры изделий разработаны встроенные помещения, перегородки и бескаркасные быстромонтируемые одно- и многопролетные производственные здания.

В качестве основных элементов несущих стен и перегородок встроенных помещений и отдельно стоящих зданий приняты ненапряженные железобетонные панели 2Т шириной 3 м с продольными ребрами высотой 300 мм, армированные каркасами с рабочей арматурой из горячекатаной стали класса А-III марки 35ГС или 25Г2С, и полкой толщиной 60 мм, армированные сетками из обыкновенной арматурной проволоки класса ВР-I. В качестве доборных элементов стен и перегородок служат панели Т шириной 1,5 м.

В качестве основных элементов перекрытия и покрытия предусмотрено применение типовых пустотных и ребристых плит длиной 6,9 и 12 м. Разработаны также плиты покрытия (перекрытия) 2Т длиной 3—6 м.

Ростовским ПромстройНИИпроектом совместно с трестом «Оргтехстрой» испытаны опытные панели перекрытия 2Т размером 3×6 м на равномерно распределенную нагрузку при шарнирном опи-

Таблица 1

Назначение	Эскиз	Размеры, мм			Масса элемента, т	Расход	
		l	b	h		бетона, м ³	стали, кг
Стеновые панели		2980	2980	300	1,75	0,70	85,44
		3580	2980	300	2,10	0,84	93,56
		4180	2980	300	2,45	0,98	99,92
		4780	2980	300	2,80	1,12	108,21
		5380	2980	300	3,15	1,26	132,94
		5980	2980	300	3,52	1,41	138,73
Стеновые панели		2980	1470	300	0,88	0,35	47,70
		3580	1470	300	1,03	0,41	51,79
		4180	1470	300	1,20	0,48	55,02
		4780	1470	300	1,38	0,55	59,35
		5380	1470	300	1,55	0,62	69,19
		5980	1470	300	1,75	0,70	74,44
Плиты покрытия		2980	2980	300	1,38	0,55	114,26
		3580	2980	300	1,75	0,70	125,60
		4180	2980	300	2,08	0,83	136,06
		4780	2980	300	2,45	0,98	140,36
		5380	2980	300	2,80	1,12	167,06
		5980	2980	300	3,15	1,26	171,01
Плиты покрытия		2980	2980	300	1,50	0,60	116,03
		3580	2980	300	1,85	0,74	122,23
		4180	2980	300	2,20	0,88	130,69
		4780	2980	300	2,55	1,02	137,30
		5380	2980	300	2,90	1,16	164,01
		5980	2980	300	3,28	1,30	167,95
Плиты покрытия		2980	2980	300	1,78	0,71	108,51
		5980	2980	300	3,53	1,41	190,26
		2980	1470	300	1,78	0,35	57,93
		5980	1470	300	1,78	0,71	100,67

Примечание. Марка бетона плит перекрытия М400, остальных элементов — М300.

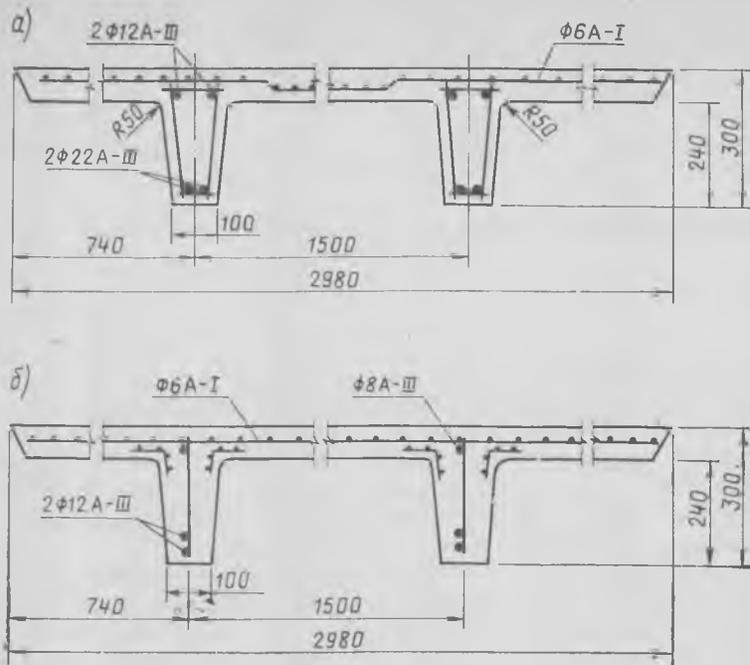


Рис. 1. Поперечное сечение железобетонных панелей 2Т
1 — плита перекрытия (покрытия); 2 — стеновая панель

рани ребер в соответствии с ГОСТ 8829—77 (рис. 1). При этом установлено хорошее совпадение расчетных величин несущей способности, трещиностойкости и жесткости панелей с результатами испытаний. Нормативная нагрузка без учета собственной массы составила на ребро 6 кН/м², на полку 4 кН/м², ширина раскрытия трещин в ребре от действия кратковременной нормативной нагрузки не превысила 0,04 мм, что допустимо для конструкций 3-й категории трещиностойкости.

Прогиб при кратковременном действии нормативной нагрузки с учетом собственной массы составил 0,85 см (по СНиП II-21-75 до 2,5 см). Ожидаемый прогиб при длительном действии нормативной нагрузки с учетом собственной массы был не более 1,3 см, т.е. панели отвечают требованиям, предъявляемым к подобным конструкциям по прочности, жесткости и деформативности. Проведенные в соответствии с требованиями СНиП II-2-80 НИИЖБ огневые испытания панелей 27 показали, что предел огнестойкости несущего ребра составил 2,5 ч, полки 1 ч, что позволяет использовать их в качестве элементов встроенных помещений и отдельно стоящих зданий I-V ступени огнестойкости, с размещением в них производств категорий А, Б, В по взрывопожароопасности. Для помещений с повышенными требованиями по температурному режиму и звукопроводности разработаны панели с полкой из керамзитобетона плотностью 700 кг/м³, толщиной 120 и 260 мм, а также трехслойные панели с термовкладышами из жестких минераловатных плит.

Стеновые панели армированы из условия действия монтажных нагрузок. Стеновые панели в рабочем (вертикальном) положении, как внецентренно-сжатые элементы (при совместном действии длительных и ветровых нагрузок) с учетом допустимого прогиба обеспечивают

восприятие вертикальных усилий $N_D = 575$ кН и моментов $M_D = 103$ кН·м.

При действии на перекрытие длительной (полезной) нормативной нагрузки 10 кН/м² с учетом действия ветра и усилий, возникающих от случайного эксцентриситета точки приложения вертикальной силы ($e = 1$ см), $N_D = 265$ кН, $M_D = 29,4$ кН·м.

При этих нагрузках опирание плит перекрытия принято шарнирное на опорные плоские железобетонные плиты шириной 300 мм, толщиной 150 мм, крепление которых к стеновым панелям осуществляется сваркой металлических закладных деталей в плите и ребрах стеновых панелей.

Плиты перекрытия (например, пустотные железобетонные) укладываются на опорную плиту на цементном растворе. Для устройства покрытий (перекрытий) с использованием плит 2Т предусмотрен также вариант их опирания на стальные опорные столики, приваренные к закладным деталям в ребрах стеновых панелей (см. рис. 2). При этом к основанию стеновые панели крепятся сваркой закладных деталей в ребрах панелей и основания (см. рис. 2).

Для выявления соответствия расчетной несущей способности узловых соединений А и В (см. рис. 2) были проведены натурные испытания рам, состоящих из двух стеновых панелей 2Т размером 3×6 м, опорных железобетонных плоских панелей толщиной 150 мм и плоских железобетонных плит перекрытия толщиной 220 мм с имитацией воздействия на плиты и стеновые панели расчетных усилий (рис. 3).

Рамы вертикальной нагрузкой загружали ступенчато с приращением нагрузки на каждой ступени по 10% предполагаемой несущей способности. После каждой ступени разрушения и полной стабилизации перемещений элементов рамы прогибомерами измеряли прогибы

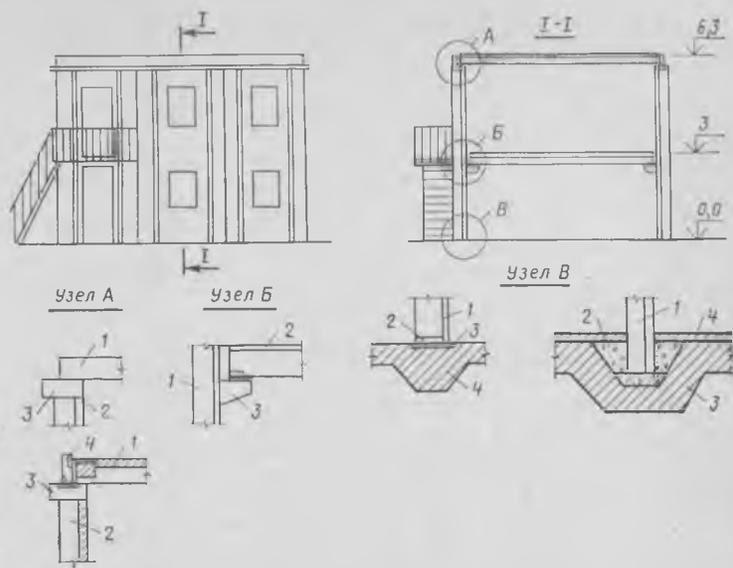


Рис. 2. Пример встроенного двухэтажного помещения из железобетонных элементов

Узлы опирания:

А — плиты покрытия на стеновую панель; Б — плиты перекрытия 2Т на стеновую панель; В — стеновой панели 2Т на основание
1 — плита перекрытия (перекрытия); 2 — стеновая панель; 3 — опорная плита; 4 — парапетная панель; 5 — опорный столик; 6 — основание

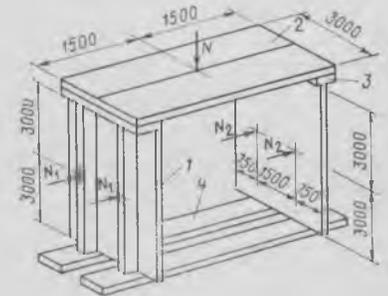


Рис. 3. Схема испытания рамы
1 — панель перекрытия; 2 — верхняя опорная плита; 3 — стеновая панель; 4 — нижняя опорная плита

конструкций, а также смещения в узлах опирания.

При нагрузках $N = 540$ кН, $N_1 = 4$ кН, $N_2 = 3$ кН началось разрушение плит перекрытия и цементного раствора в местах опирания опорных плит на ребра стеновых панелей. Максимальные перемещения (прогибы) стеновых панелей отмечались в верхней опорной зоне и составили 0,8 см. Трещины в стеновых панелях не появились.

Испытаниями установлено, что несущая способность рамы из равнопрочных панелей стен и плит перекрытия ограничена узловыми соединениями.

Узел А (см. рис. 2) предусматривает укладку на опорную плиту ребристых плит перекрытия и установку парапетной железобетонной панели. При этом закладные детали в ребрах плиты перекрытия в опорной части сваривают с закладными в опорной плите, а закладные в полке — с закладными парапетной панели, с последующим омоноличиванием сопрягаемых элементов бетоном, что позволяет увеличить нормативную нагрузку на перекрытие до 20 кН/м².

При этом стеновые панели устанавливаются в монтажный стакан фундамента с последующим омоноличиванием его бе-

тоном (Узел В). Величина заземления панели в фундаменте определяется в соответствии с требованиями Руководства по проектированию фундамента.

Железобетонные панели Т, 2Т указанной номенклатуры освоены Новочеркасским комбинатом строительных материалов № 4. Комбинат имеет парк форм для изготовления Т размером 1,5×6 м и 2Т размером 3×6 м, оборудованных подвижными поперечными рассекателями. Практика заводского производства показала, что наиболее целесообразно панели Т изготавливать в формах 2Т с установкой продольных рассекателей.

Для заглаживания поверхности панелей монтажные петли предусмотрены в торцевых частях ребер, для чего в поперечных откидных бортах и вкладышах существуют вырезы. Для создания продольных граней полок панелей толщиной 6 см в формах служат неподвижные борта. Для формирования полок панелей из керамзитобетона толщиной более 6 см имеется набор сменных рамок, которые устанавливают на неподвижные борта формы. Формование, складирование и транспортирование панелей предполагается в горизонтальном положении. Перевод их в вертикальное положение осуществляется в процессе монтажа подъемом панели за две торцевые монтажные петли.

Таблица 2

Технико-экономические показатели	Из сборных железобетонных конструкций каркаса по серии 1.020-1		Из сборных железобетонных конструкций 2Т	
	Всего	На 1 м ² площади	Всего	На 1 м ² площади
Трудоемкость строительства, чел.ч	424,0	2,94	320,0	2,22
Стоимость, тыс. р.	5225,0	36,30	4891,0	34,00
Расход стали, т	4,8	0,03	3,4	0,02
Расход цемента, т	25,0	0,17	23,2	0,16

Строительные организации Главсевкавстроя используют панели 2Т при устройстве встроенных помещений, перегородок, отдельно стоящих трансформаторных и распределительных подстанций, насосных и других производственных зданий.

Опыт применения унифицированных железобетонных элементов 2Т свидетельствует о том, что они просты в изготовлении, транспортировка и монтаж их не требуют специальных приспособлений и механизмов. Звено монтажников за 1 ч устанавливает панель площадью 18 м². Время, затрачиваемое на установку, выверку и крепление стеновой панели к фундаменту, — около 0,5 ч.

Снижение трудоемкости строительно-монтажных работ при использовании стеновых панелей 2Т и типовых плит покрытия во встроенных помещениях и бескаркасных производственных зданиях высотой до двух этажей по сравнению с конструкциями серии 1.020-1 составляет около 25%. При этом стоимость снижается на 6%, расход стали на 28%, цемента на 6% (табл. 2).

Бетоны

УДК 666.972.12

А. И. БУЛАТОВ, д-р техн. наук, А. Л. ВИДОВСКИЙ, канд. техн. наук (ВНИИРнефть)

Обжатие цементным камнем заполнителей в бетоне

Считают [1, 2], что при твердении цементного раствора в бетоне отмечается обжатие крупных гранул заполнителя, связанное с контракционной усадкой цементного камня. Различие в объемных изменениях цементного камня и не подверженного усадке заполнителя должно приводить к появлению сжимающих напряжений в гранулах заполнителя и растягивающих в окружающем заполнителе цементном камне. Доказательством обжатия заполнителя при усадке считать возникновение в бетоне трещин и разрывов при отсутствии внешних силовых воздействий. Аналогичное явление наблюдается в железобетонных конструкциях, где арматура препятствует объемным изменениям цементного камня, а следовательно, в армированных элементах должны возникать собственные, не связанные с внешними воздействиями, напряжения. Знание величины и характера распределения этих напряжений в цементном камне и в арматуре (заполнителе)

имеет важное значение для расчета бетонных и железобетонных конструкций.

Во ВНИИРнефти при измерении собственных напряжений в твердеющих вяжущих установлено, что обжатие заполнителей (арматуры) при твердении цементного камня отсутствует.

Отказавшись от метода определения напряжений по измеренным усадочным деформациям внешних поверхностей образца, авторы использовали метод [3], заключающийся в измерении реакций очень жестких связей, ограничивающих деформации твердеющего цементного камня.

В исследуемый цементный раствор, твердеющий в толстостенном стальном цилиндре, погружали магнитоупругие датчики усилия (МДУ) большой жесткости, деформациями которых, как и деформациями стенок стального цилиндра при ожидаемых в опыте давлениях, можно пренебречь. Габариты МДУ (диаметр 10—15 мм, высота 20—25 мм) близки к размерам фракций щебеночного заполнителя в бетоне. Изменение давления на связи в процессе структурообразования и твердения цементного камня фиксируется по изменению выходного сигнала МДУ. Преимущества данного метода заключается в том, что измеряются не деформации, а непосредственно давление на заполнитель (арматуру), которым является МДУ. Для определения напряжений в цементном кольце используют величины, которые могут быть непосредственно измерены в ходе опыта и не требуются знания упругих констант цементного камня, которые зависят от его состава и возраста.

На рис. 1 представлена конструкция МДУ. Давление среды создают в сердечнике механические напряжения, а это вызывает изменение магнитной проницаемости и как следствие изменение выходного сигнала МДУ, что фиксируется измерительной схемой, в которую включены обмотки МДУ. Имея предварительно полученную градуировкой зависимость выходного сигнала МДУ от давления, можно измерять давление среды на МДУ. Не останавливаясь на

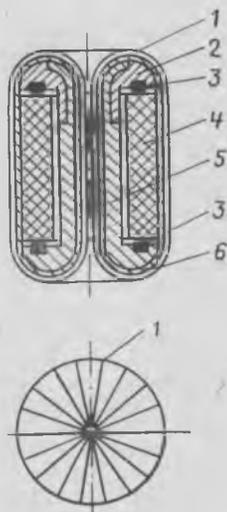


Рис. 1. Конструкция МДУ

1 — обмотки; 2 — крышка; 3 — уплотнительные кольца; 4 — ферритовый цилиндрический сердечник; 5 — корпус; 6 — упругое герметичное покрытие

метрологических качествах МДУ [3], отметим, что относительная погрешность измерения давления с их помощью не превышала $\pm 5\%$. Большая жесткость связей, ограничивающих твердеющий раствор, является необходимым условием обнаружения давления обжатия, обусловленного усадкой. Чем меньше сжимаемость МДУ, тем больше давление обжатия. Экспериментально для применявшихся МДУ установили коэффициенты сжимаемости

$$\beta = \frac{\Delta V}{PV} = (24,5 \dots 29,3) 10^{-6},$$

где V — объем МДУ при атмосферном давлении; P — давление всестороннего сжатия МДУ: $P = 101,4$ МПа; ΔV — уменьшение объема МДУ при давлении P ; для воды $\beta = 47 \cdot 10^{-6}$.

Для исследования обжатия заполнителей и его зависимости от температуры и давления использовали специальную установку (рис. 2). В стальной цилиндрический сосуд с поршнем помещают МДУ и заливают в него цементный раствор (или раствор твердеющего вяжущего материала). Поршнем создают давление на раствор для удаления через отверстие, закрываемое пробкой, воздуха из-под поршня. По показаниям МДУ следят, чтобы это давление не превышало атмосферного. В таком положении пробку завинчивают и винтом фиксируют положение поршня. Обмотки МДУ через проходной изолятор включены в измерительную схему. Собранный установку с залитым раствором помещают в термошкаф, в котором автоматически поддерживается требуемая температура с точностью $\pm 0,5^\circ\text{C}$. При проведении опытов под первоначальным давлением, превышающим атмосферное, после удаления воздуха из-под поршня и завинчивания пробки на исследуемый раствор создавали давление поршнем завинчиванием винта или специальным домкратом. Величину давления, создаваемого поршнем, контролируют по выходному сигналу МДУ. Поскольку положение поршня фиксировано, то им создается только первоначальное давление. Если в процессе твердения произойдет усадка твердеющего раствора, то поршень останется на месте и давление, создаваемое им на раствор, уменьшится, что вызовет изменение выходного сигнала МДУ.

Поскольку исследуемый раствор твердеет в герметичном объеме при постоянной температуре среды и отсутствии внешних силовых (кроме первоначально созданных) воздействий, то все изменения выходного сигнала МДУ в процессе твердения обусловлены физико-

химическими процессами, протекающими в растворе-камне. Увеличение давления на погруженный в раствор МДУ в этом случае обусловлено возникновением собственных напряжений.

Для выявления изменения давления на МДУ, заложенных в различных точках образца исследуемого раствора-камня (рис. 3), в нем размещали еще четыре МДУ, чувствительных к радиальному давлению на внешние боковые поверхности. Затвердевший образец цементного камня имел размеры: диаметр 125 мм, высота — 40—100 мм.

В опытах использовали портландцемент новороссийского завода «Октябрь» и глиноземистый цемент [3]. Приготавливали растворы с В/Ц 0,3, 0,4 и 0,5. Продолжительность экспериментов достигала 45—65 сут. Образцы твердели при 22, 75 и 95°C . Во всех опытах, проводимых при первоначальном давлении на раствор, равном атмосферному, не было обнаружено давления обжатия МДУ. В первые часы твердения давление, регистрируемое МДУ, уменьшалось по сравнению с первоначальным. При создании первоначального давления на раствор больше атмосферного во всех опытах также снижалось давление на МДУ (см. рис. 3). Конечное установившееся давление обжатия МДУ было близко к атмосферному (в пределах ошибки измерения). Такой результат отмечался независимо от того, оставался МДУ все время твердения включенным в измерительную схему или нет. Как видно из рис. 3, первоначальное давление на все МДУ снижается

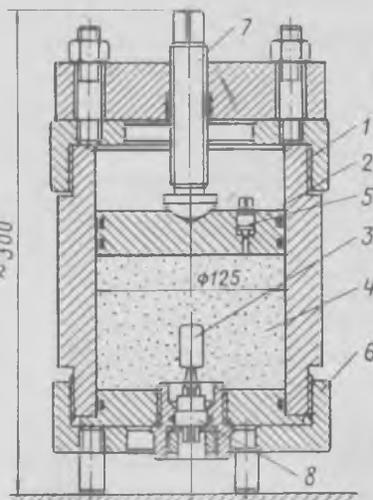


Рис. 2. Схема установки для определения давления обжатия заполнителя при твердении вяжущих в условиях ограниченной деформации
1 — стальной цилиндрический сосуд; 2 — поршень; 3 — МДУ; 4 — цементный раствор; 5 — пробка; 6 — гайка, удерживающая дно сосуда; 7 — винт; 8 — проходной изолятор

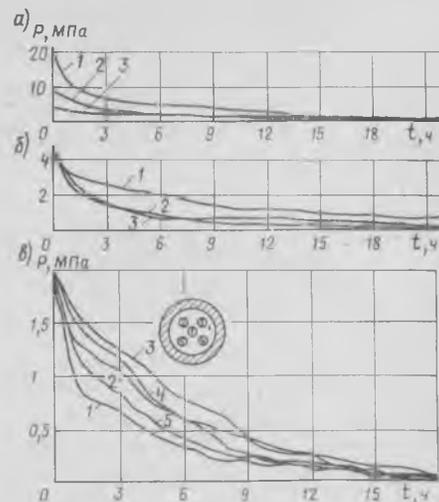


Рис. 3. Изменения давления на МДУ в процессе твердения в герметичном объеме раствора портландцемента при первоначальном давлении P_H , превышающем атмосферное
а — В/Ц=0,5; 1 — $P_H = 21,2$ МПа; 2 — $P_H = 9$ МПа; 3 — $P_H = 4,5$ МПа; б — $P_H = 5$ МПа; 1 — В/Ц=0,5; 2 — В/Ц=0,4; 3 — В/Ц=0,3; в — В/Ц=0,5; $P_H = 2$ МПа
Номера кривых соответствуют номерам МДУ по схеме

независимо от их расположения в образце. Учитывая малую высоту образцов и отсутствие утечки жидкости из-под поршня, снижение давления объясняется контракцией цементного раствора-камня. Справедливость этого вывода подтверждается тем, что полученные по такой же методике зависимости для растворов на глиноземистом цементе обнаруживают большую скорость падения давления на МДУ, чем на портландцементе, имеющих такое же В/Ц и твердеющих в одинаковых условиях (рис. 4). Известно, что начальная скорость гидратации глиноземистых цементов значительно выше, чем силикатных, что и обуславливает большую скорость снижения давления на МДУ.

Таким образом, можно утверждать, что контракционная усадка цементного камня из портландцемента и глиноземистого цемента не приводит к обжатию крупных гранул заполнителя в бетоне [4, 5].

Авторы провели такой эксперимент. В пластилиновый стакан высотой 35 мм, диаметром 30 мм, по оси которого размещен МДУ, залили раствор, приготовленный на портландцементе с В/Ц=0,4. Стакан закрыли пластилиновой крышкой и герметизированный раствор твердел 169 ч под давлением 2,5 МПа.

Выходной сигнал МДУ в процессе твердения соответствовал давлению 2,5 МПа. Через 169 ч давление на непроницаемый пластилин снизили до атмосферного и сигнал МДУ снизился до

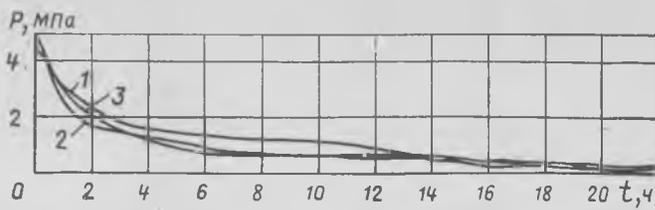


Рис. 4. Изменения давления на МДУ в процессе твердения в герметичном объеме раствора глиноземистого цемента при первоначальном давлении P_H , превышающем атмосферное
1 — $V/Ц=0,5$; 2 — $V/Ц=0,4$; 3 — $V/Ц=0,3$; $P_H = 5$ МПа

0,56 МПа. Аналогичные результаты были получены в опытах при твердении цементного раствора под давлением 10, 20 и 30 МПа. Это позволяет предположить, что контракционная усадка не только не способствует, а даже препятствует обжатию заполнителей, и только вызвав внешними силами деформации камня, превышающие усадку, можно получить обжатие заполнителей после затвердения цементного камня.

Физическая картина, соответствующая этому явлению, по мнению авторов, заключается в следующем. Заполнитель (МДУ) в растворе контактирует непосредственно с оболочками из новообразований, окружающими непрогидрати-

ровавшие частицы цемента. При образовании из гелевых оболочек кристаллогидратов, т. е. перехода гелеобразного вещества в твердое тело, на его поверхности увеличиваются несбалансированные силы (поверхностное натяжение), что приводит к их усадке (сжатию). Поскольку эти силы направлены внутрь тела, то оболочки из новообразований утончаются, отходят от заполнителя (как от МДУ, так и от непрогидратировавших частиц цемента), между ними и заполнителем образуются микроразоры, что и исключает обжатие.

Выводы

Контракционная усадка цементного камня из портландцемента и глинозе-

мистого цемента в растворах с $V/Ц$, равным 0,3, 0,4 и 0,5, твердеющих в герметичном объеме при 22—95°C и первоначальном сжатии от атмосферного давления до 30 МПа, не приводит к обжатию, т. е. к созданию давления на заложенные в раствор твердые тела (заполнитель, арматура). Наоборот, она уменьшает первоначальное давление на заложенное в раствор тело и на связи, ограничивающие поверхности цементного камня. При этом в одинаковой степени снижается давление на связи, ограничивающие внешние и внутренние поверхности цементного образца, а также на тела, расположенные в различных его точках.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зайцев Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения.— М.: Стройиздат, 1982.
2. Беккер В. А., Сергеев С. М. Особенности развития объемных деформаций бетонов при повторном нагружении сжимающей нагрузкой.— Известия вузов. Строительство и архитектура, 1983, № 10.
3. Видовский А. Л., Булатов А. И. Напряжения в цементном камне глубоких скважин.— М.: Недра, 1977.
4. Корнилов Ю. Е. Исследование прочности растворов и бетонов.— Киев: Будівельник, 1960.
5. Ахвердов И. Н. Влияние усадки, условий твердения и циклических температурных воздействий на сцепление бетона с арматурой.— Бетон и железобетон, 1968, № 12.

УДК 666.973.6

В. И. ПАВЛОВ, канд. техн. наук, А. А. ГЕВОРКЯН, инж. (МИСИ)

Влияние хлористых солей натрия на теплопроводность газобетона

Ограждающие конструкции зданий калийных комбинатов в процессе эксплуатации подвергаются воздействию растворов хлористых солей, что значительно снижает их долговечность и ухудшает теплотехнические показатели. Это воздействие не учтено в СНиП II-3-79, регламентирующем теплотехнический расчет ограждающих конструкций, в том числе газобетонных. Исследования в данной области ограничены.

Были проведены исследования влияния хлористых солей натрия и его растворов на изменение коэффициента теплопроводности газобетона для учета в теплотехнических расчетах ограждающих конструкций методом математического планирования эксперимента с использованием полного факторного плана типа $N = P^k$. В результате установлена зависимость коэффициента теплопроводности газобетона от его плотности, влажности и содержания солей в бетоне. Составы газобетона представлены в табл. 1.

Таблица 1

Плотность, кг/м³	Расход материалов, г/л					Актив-ность		Про-ц. усадка на сжатие, %
	цемента	извести	шлама с водой	воды	алюминиевой суспензии, мл	массы	извести	
1000	514	86	500	157	8,6	20	50	5,5
800	354	114	403	86	7,2	23	50	4,0
600	163	140	349	43	7,2	23	50	2,8

Размеры образцов приняты 250×250×40 мм по ГОСТ 7076—78. Коэффициент теплопроводности определяли на приборе Бока фирмы «Фазтрон» (ГДР) методом стационарного теплового режима. Увлажнение и внедрение солей проводили по оригинальной методике.

Область планирования эксперимента выбирали с учетом данных натуральных исследований стен зданий калийных комбинатов. Каждый фактор рассматривали в двух уровнях — верхнем и нижнем. Для исключения случайных результатов опыты повторяли трижды. Всего было исследовано 24 образца. Результаты представлены в табл. 2.

Таблица 2

Параллельные опыты			Среднее значение, $\lambda_{ср}$	γ , кг/м³	W, %	C, %
γ_1	γ_2	γ_3				
0,123	0,134	0,122	0,126	600	0	0
0,257	0,298	0,248	0,266	600	30	0
0,265	0,264	0,262	0,264	600	30	3
0,145	0,174	0,142	0,153	600	0	3
0,252	0,254	0,250	0,252	1000	0	0
0,563	0,577	0,540	0,560	1000	30	0
0,490	0,458	0,506	0,485	1000	30	3
0,302	0,308	0,301	0,304	1000	0	3

Значения коэффициентов регрессии рассчитывали на ЭВМ. Полученная ма-

тематическая модель в кодированном выражении имеет вид

$$y = 0,301 + 0,099 X_1 + 0,0925 X_2 + 0,00025 X_3 + 0,02975 X_1 X_2 - 0,006 X_1 X_3 - 0,0195 X_2 X_3 - 0,01225 X_1 X_2 X_3. \quad (1)$$

Проверив коэффициенты в уравнении на значимость, исключали незначимые и ранжировали коэффициенты при выше указанных факторах. Подставляя вместо кодированных выражений натуральные значения факторов, получали математическую модель, устанавливающую зависимость коэффициента теплопроводности газобетона от плотности, влажности и содержания соли

$$\lambda = -87,75 \cdot 10^{-3} + 0,346 \cdot 10^{-3} \gamma + 13 \cdot 10^{-3} C - 0,433 \cdot 10^{-3} W + 0,0099 \cdot 10^{-3} \gamma W - 0,87 \cdot 10^{-3} W C. \quad (2)$$

На основе полученной математической модели выведены дифференциальные уравнения коэффициента теплопроводности газобетонов с содержанием солей и без них

$$\lambda = \lambda_0 + W \frac{\partial \lambda}{\partial W}; \quad (3)$$

где λ_0 — коэффициент теплопроводности сухого материала без соли; $\lambda_0 = 87,75 \cdot 10^{-3} + 0,346 \cdot 10^{-3} \gamma$;

$\frac{\partial \lambda}{\partial W}$ — частная производная функции λ по W , равная $= 0,433 \cdot 10^{-3} + 0,0099 \cdot 10^{-3} \gamma$; W — содержание влаги по плотности материала;

$$\lambda = \lambda_{c.s} + W \frac{\partial \lambda}{\partial W}; \quad (4)$$

где $\lambda_{c.s}$ — коэффициент теплопроводности сухого материала с содержанием соли; $\lambda_{c.s} = 87,75 \cdot 10^{-3} + 0,346 \times 10^{-3} \gamma - 13 \cdot 10^{-3} C$;

$$\frac{\partial \lambda}{\partial W} = -0,433 \cdot 10^{-3} + 0,0099 \times 10^{-3} \gamma - 0,87 \cdot 10^{-3} C.$$

Выведенные уравнения позволили определить данный коэффициент в широком диапазоне плотности ($\gamma = 600 \dots 1000 \text{ кг/м}^3$), влажности ($W = 0 \dots 30\%$) и содержания соли ($C = 0 \dots 3\%$).

Уравнение (3) является частным случаем уравнения (4) и не противоречит уравнениям, полученным ранее [1–3], однако значительно упрощает расчеты.

Анализируя полученную математическую модель (2), дифференциальные уравнения (3) и (4) и (рис. 1), можно судить о степени и характере влияния рассматриваемых факторов на теплопроводность газобетона. При $W=0$ и $C=0$ зависимость коэффициента теплопроводности от плотности линейная. При $\gamma = \text{const}$ и $C=0$ зависимость коэффициента теплопроводности от влажности также линейная, в виде прямой. Уравнение зависимости имеет вид (3). С увеличением плотности угол наклона прямых к оси абсцисс возрастает, что

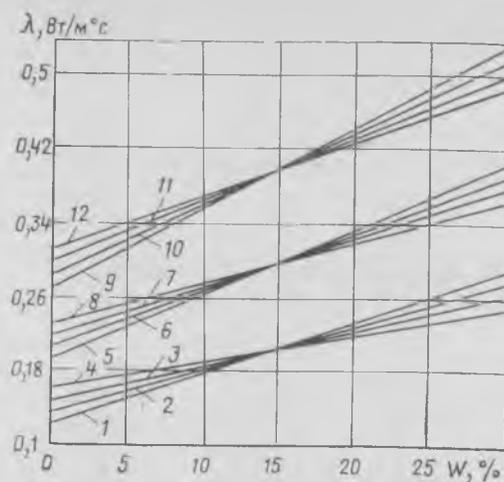


Рис. 1. Зависимость коэффициента теплопроводности от влажности

1–4 — $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$, с содержанием соли соответственно 0, 1, 2, 3%; 5–8 — то же, $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$; 9–12 — то же, $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$

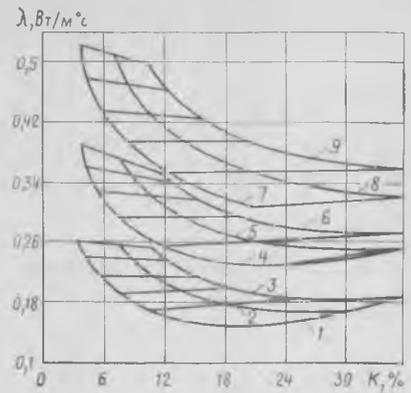


Рис. 2. Зависимость коэффициента теплопроводности от концентрации раствора

1–3 — $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$, при содержании солей соответственно 0, 1, 2, 3%; 4–6 — то же, $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$; 7–9 — то же, $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$

вызывается ростом коэффициента теплопроводности. Для различных значений плотности и содержания соли при влажности около 15% по плотности материала значения коэффициента теплопроводности очень близки, их графики совпадают.

Из рис. 1 видно, что при содержании влаги до 15% коэффициент теплопроводности увеличивается с повышением влажности, при повышении концентрации раствора скорость роста коэффициента теплопроводности падает. При увлажнении газобетона на 15–30% с повышением концентрации раствора коэффициент теплопроводности уменьшается. Для газобетона при фиксированных значениях плотности момент спада наступает при влажности 14,94%. На рис. 1 значения коэффициента теплопроводности сходятся в одной точке, на рис. 2 — идут параллельно оси ОК.

Преобразовав уравнение (2), получили зависимость коэффициента теплопроводности от концентрации раствора

$$\lambda = \lambda_{c.s} + \frac{A_{\gamma,c}}{K}, \quad (5)$$

где $A_{\gamma,c}$ — числитель дроби: $A_{\gamma,c} = 100 C (-0,433 \cdot 10^{-3} + 0,0099 \cdot 10^{-3} \gamma - 0,87 \times 10^{-3} C)$;

K — концентрация раствора: $K = \frac{C}{W} \cdot 100\%$.

Для фиксированных значений плотности и содержания соли числитель уравнения (5) постоянный и зависимость коэффициента теплопроводности от концентрации обратно пропорциональная. Выражением такой зависимости в прямоугольной системе координат является гипербола. Присутствие в уравнении (5) слагаемого $\lambda_{c.s}$ показывает, что центр гиперболы смещен вверх по оси Оλ на величину $\lambda_{c.s}$.

Пользуясь уравнением (5), для некоторых значений плотности и содержания соли построена зависимость коэффициента теплопроводности от концентрации раствора соли (см. рис. 2). С увеличением влажности, т. е. с уменьшением концентрации раствора, коэффициент теплопроводности увеличивается. При постоянных значениях плотности и влажности повышение содержания соли в материале на 1% приводит к увеличению коэффициента теплопроводности на 0,016 Вт/(м·°С).

Из рис. 2 видно, что при содержании раствора в материале до 15% по плотности повышение концентрации раствора приводит к увеличению коэффициента теплопроводности, при этом скорость роста теплопроводности падает. При содержании 14,94% раствора в материале по плотности, независимо от его концентрации, значения коэффициента теплопроводности одинаковы. При содержании раствора в материале 15–30% по плотности с повышением его концентрации коэффициент теплопроводности уменьшается.

Использование полученных уравнений (3–5) в стандартной программе для ЭВМ «Наири-3» позволило составить таблицу значений коэффициента теплопроводности газобетона в зависимости от плотности, влажности, содержания NaCl, которые можно использовать при реальном проектировании ограждающих конструкций, подверженных воздействию хлористых солей натрия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Франчук А. У. Теплопроводность строительных материалов в зависимости от влажности. — М.: Стройиздат Наркомстроя, 1941.
2. Кауфман Б. Н. Теплопроводность строительных материалов. — М.: Госиздат литературы по строительству и архитектуре, 1955.
3. Миснар А. Теплопроводность твердых тел, жидкостей, газов и их композиций. — М.: Мир, 1968.

УДК 691.327:666.973.022.1

Г. И. КНИГИНА, д-р техн. наук (Новосибирский инженерно-строительный ин-т);
 М. К. ХАСАНОВА, канд. техн. наук (Ташкентский политехнический ин-т);
 С. Т. КАСЫМОВА, канд. техн. наук (ТашЗНИИЭП)

Использование опоки для фасадной отделки зданий

Для условий Средней Азии целесообразно использовать термически обработанный пористый щебень карбонатно-кремнеземистых опок светлых цветов Кермининского месторождения — наиболее мощного и перспективного в Средней Азии [1]. Достаточно высокая пористость и декоративные свойства обожженного щебня опоки позволяют предлагать породу в качестве отделочного материала, заменителя мраморной крошки и другой отделки в производстве стеновых панелей.

Однако природная низкая водостойкость препятствует ее применению в естественном состоянии и требует термической обработки. Исследованиями выявлена оптимальная температура обжига опоки 900—1000°C со временем выдержки 20—30 мин. В этом случае снижается объемная масса и повышаются пористость и прочность.

Для осуществления промышленного обжига опоки целесообразно использовать газобаранную вращающуюся печь на газообразном топливе.

Процессы дезактивации при обжиге устанавливали методом микрокалориметрии [2]. На установке ТПИ-НИСИ определяли теплоту смачивания водой опоки в естественном состоянии и обожженной при различной температуре (рис. 1). На диаграмме отмечается резкое снижение (на 83%) теплоты смачивания опоки водой после обжига при 1000°C. Если опока-сырец имеет теплоту смачивания 10,24, что соответствует, например, высокопластичной глине, то после обжига этот показатель снижается до 1,7 кДж/кг, что также соответствует теплоте смачивания нормально обожженного керамического черпака. В процессе обжига опока изменяет энергетическое содержание и становится менее активной. При этом наблюдается стойкость и стабильность фазового состава.

Отделочный слой из опокового щебня на поверхности керамзитобетонных па-

Условия эксперимента	Математическое обозначение	Индекс	Варьируемые факторы		
			X_1 (Ц/П)	X_2 (В/Ц)	X_3 (t, погр)
Нулевой уровень	X_0	0	1:3	0,6	1/2
Интервал варьирования	X	—	1:2	0,3	1/2
Верхний уровень	$X_{\text{в}}$	+	1:4	0,9	2/3
Нижний уровень	$X_{\text{н}}$	—	1:1	0,3	1/3

нелей держится надежно и обладает высокой адгезией благодаря тому, что отдельные щебенки опоки работают независимо друг от друга и каждая из них формирует по плоскости соприкосновения с цементным камнем более плотный слой в результате вакуумного отсоса воды из цементного теста. Наибольшее количество поглощенной влаги приходится на щебень опоки, в то время как уплотненный слой керамзитобетона препятствует проникновению влаги к внутренним слоям. Являясь активным по влагопереносу, щебень опоки отсасывает воду из контактирующих слоев цементного теста, уплотняя его, что впоследствии препятствует проникновению влаги в тело панели. При других видах наружной отделки (мраморная крошка, керамическая плитка) фактурный материал практически не впитывает в себя влагу и капиллярное увлажнение осуществляется через цементный камень в швах отделки.

Надежность и долговечность отделочного слоя зависит от его адгезионных связей с основанием. При проверке прочности сцепления выяснилось, что опоковый щебень благодаря пористости и шероховатой поверхности обладает высокой адгезией ($R_{\text{сц}} = 1...2,5$ МПа) с цементным камнем и держится надежно.

Исследование адгезионной прочности отделочного слоя к основанию проводили также методом математической оптимизации.

Для анализа были приняты следующие факторы: X_1 — состав применяемого раствора (соотношение цемент: песок), цемент марки 400; X_2 — В/Ц; X_3 — глубина погружения опокового щебня в раствор; Y — прочность сцепления. Начальная прочность $R_{\text{сц,нач}}$ зависит от трех факторов и задача в математической форме будет записана:

$$Y = R_{\text{сц,нач}} = Y(X_1, X_2, X_3) = Y(\text{Ц : п, В/Ц, } h_{\text{погр}}). \quad (1)$$

При этом $Y \geq 1$ по требованию технических условий. Факторы варьируются на двух уровнях — верхнем и нижнем. Числовые значения верхнего и нижнего уровней независимых переменных выбирают на основании теоретических и практических данных. Условия эксперимента даны в таблице.

Затем выведено уравнение регрессии

$$Y = 13,7 - 0,17 X_1 - 1,5 X_2 + 0,11 X_3 - 2,7 X_1 X_2 + 0,1 X_1 X_3 - 2,15 X_2 X_3 + 2,7 X_1 X_2 X_3. \quad (2)$$

В результате анализа уравнения регрессии по знакам и коэффициентам при факторах и их взаимодействиях, а также графической интерпретации в виде серии номограмм [3] установлены оптимальные технологические параметры, соблюдение которых обеспечивает высокую прочность сцепления.

Керамзитобетонные образцы с отделочным слоем из опокового щебня обладают высокими физико-механическими свойствами, они выдержали испытания морозостойкости, а также переменного увлажнения и высушивания более 50 циклов. Испытания, проведенные в натуральных условиях в течение пяти лет и климатической камере типа «Фейтрон» в течение пяти условных лет, показали, что внешних признаков разрушения фактуры не обнаружено. Долговечность и стойкость также подтверждаются микрокалориметрическими исследованиями. Отделочный слой панелей наружных стен испытывает агрессивные воздействия среды, поэтому от его монолитности зависит срок службы и эксплуатационные качества.

Основными факторами, определяющими совместную работу облицовки с несущей конструкцией, являются прочность и долговечность их сцепления, близость деформаций обоих материалов [4]. В Средней Азии наиболее распространенными отделочными материалами являются керамическая плитка и мраморная крошка. Обычно эти материалы имеют большую по сравнению с несущей конструкцией жесткость и меньшую деформативность, вследствие чего облицовочный слой при совместной работе значительно напрягается. Деформации и напряжения в облицовочном слое под воздействием определенной нагрузки могут достигнуть предельных значений. В результате этого облицовочный материал отслаивается или выпадает раньше разрушения самой конструкции.

Наиболее полно предьявляемым требованиям к материалу отделки отвечают пористые материалы, в частности щебень опоки, деформативные характеристики которого близки характеристикам материалов стены (керамзитобетону).

Деформативные свойства материала отделки и панели устанавливали испытанием образцов на осевое и внецентренное сжатие. В качестве облицовочного материала применяли щебень опоки и мраморную крошку фракций 10—20 мм, керамическую плитку размером 48×48 мм со швом 4 мм.

В результате испытаний установлено различие деформационных свойств бетонного образца и отделочного слоя (керамическая плитка и раствор или мрамор-

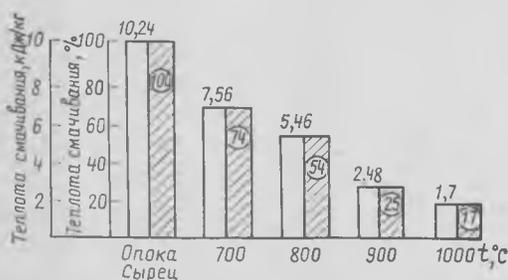


Рис. 1. Диаграмма изменения теплоты смачивания опоки-сырца и при обжиге
 □ — в кДж/кг, остальное — в % для пробы сырца

ная крошка и раствор), вследствие чего керамическая плитка отслаивается, а часть мраморной крошки выпадает. При испытании призм с отделкой из опокowego щебня отслаивания не наблюдалось. Щебень опоки работает как заполнитель и способствует повышению прочностных характеристик на 10—15% (рис. 2).

Высокое объемное сцепление шероховатого и пористого щебня опоки с керамзитобетоном, малая масса и близость значений предельной сжимаемости материалов обеспечивают совместную работу облицовки с бетоном, что позволяет применять такую отделку для облицовки панелей, используемых в сейсмических районах.

Опытно-производственное изготовление наружных стеновых панелей жилых домов серий Уз-500-ТСП и 1-464-У с отделкой из обожженного опокowego щебня осуществляли на Ташкентском заводе КПД № 3 и на Бухарском ДСК-1. Формование панелей производили «лицом вниз».

В качестве фиксирующего слоя использовали кварцевый песок, просеянный через сито с отверстиями 2,5 мм и увлажненный до 30—40%. Из бункера песок насыпали на дно формы равномерным слоем толщиной, равной половине высоты щебня, и слегка вибрировали. Подстилающий слой дополнительно выравнивали шаблоном. По песчаной подушке из бункера равномерно насыпали отделочный материал на толщину, равную примерно одной высоте щебня опоки и трамбовками тщательно вдавливали в песок. Влажный песок предохраняет щебень опоки от заплывания цементным раствором.

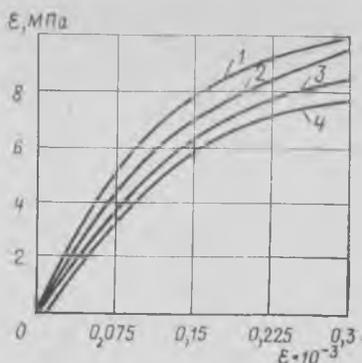


Рис. 2. Деформации при осевом сжатии

1 — для керамзитобетонных образцов с отделкой опокowym щебнем; 2 — для керамзитобетонных образцов; 3 — для образцов с отделкой мраморной крошкой; 4 — то же, керамической плиткой

Далее панели изготовляли по обычной технологии. Панель армировали (при укладке арматуры необходимо следить за тем, чтобы не нарушить отделочный слой), затем укладывали керамзитобетонную смесь с $O. K. = 7...8$ см. Вибрирование осуществляли в два приема общей продолжительностью 25—30 с. Изготовленные панели установлены в торцовых частях жилых домов, построенных в Ташкенте и Бухаре.

Предлагаемый вид фактурной отделки можно рекомендовать при изготовлении стеновых панелей как на конвейерной, так и на агрегатно-поточной линиях без существенной реконструкции.

Художественное фасадное панно и орнамент на панель можно нанести опокowym щебнем по заданному рисунку при формовании лицевой поверхностью «вверх» или «вниз» с помощью шаблонов и трафаретов (из нержавеющей стали, релина, промасленного картона). Запыление или поглощение сажи и пыли предотвращаются одинаковой электрической зарядностью (отрицательной) опоки и аэрозольных компонентов.

Разработаны Рекомендации [5]. В настоящее время модели наружных стеновых панелей с отделкой щебнем опоки экспонируются на ВДНХ УзССР в павильоне «Строительство». Расчетами установлена технико-экономическая эффективность отделки керамзитобетонных панелей обожженным опокowym щебнем. Так, при годовом объеме производства панелей с отделкой 100 тыс. м² экономический эффект составит около 80 тыс. р.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Закиров М. З., Галимов Р. З. Кремнистые породы Узбекистана. Труды ТашИИТ. Вып. 65, Ташкент, 1970.
2. Киригина Г. И. Микрокалотрия — новый метод исследования строительных материалов. — Строительные материалы, 1973, № 2.
3. Хасанова М. К., Қасымова С. Т. Исследование адгезионной прочности отделочного слоя к керамзитобетону методом математической оптимизации. — В кн.: Строительные материалы и инженерное оборудование зданий. Ташкент, Ташкентский политехнический ин-т, 1983.
4. Шишкин А. А., Султанов А. М. Исследование совместной работы облицовки из известняка-ракушечника с керамзитобетоном. — В Сб. трудов АзНИИстройматериалов и сооружений. Вып. 1, Баку, 1967.
5. Рекомендации по отделке обожженным опокowym щебнем панелей наружных стен. Ташкент, ТашЗНИИЭП, 1979.

УДК 691.328.34

В. М. МИТУС, канд. техн. наук, Л. Д. НЕЗГОДА, инж.
(Эстонский филиал СКБ Стройиндустрия)

Технология изготовления армоперлита

В связи с повышением требований к тепловому сопротивлению ограждающих конструкций (почти в 1,5 раза) и значительным опережением темпов роста потребности в теплоизоляционных материалах к их производству необходимо освоить новые виды высокоэффективных теплоизоляционных материалов.

Эффективная теплоизоляция ограждающих конструкций позволит не только обеспечить требуемое термическое сопротивление зданий и сооружений, но и более эффективно использовать тепло.

Из множества различных видов теплоизоляционных материалов, производимых в СССР, вспученный перлит занимает особое место. Размещение производства вспученного перлита на территории СССР выгодно расположено вблизи крупных промышленных районов. Однако используются имеющиеся мощности еще недостаточно полно из-за отсутствия высокоэффективных изделий на его основе, а также технологии

и оборудования. Кроме того, область применения изделий на основе вспученного перлита не всегда обоснована экономически и эксплуатационно.

Для вовлечения вспученного перлита в строительное производство необходимо создать такие изделия и технологию, которые имели бы минимальные удельные капитальные затраты на единицу продукции, на энергию и материалы, простую технологию, высокие тепло-технические свойства при отсутствии связующего.

Одной из попыток решения этой проблемы явилось создание и освоение выпуска изделий на основе вспученного перлита без связующего вещества в виде подпрессованного мешкоперлита и его разновидностей. Однако необходимо изменить как конструкцию изделий на основе вспученного перлита без связующего вещества, так и технологию его изготовления.

В связи с этим разработана новая

конструкция теплоизоляционного изделия на основе вспученного перлита без связующего вещества с условным названием армоперлит, позволяющая повысить формоустойчивость и несущую способность изделий, расширить номенклатуру изделий, полностью механизировать процесс изготовления.

Армоперлит представляет собой изделие в виде отдельных модульных элементов из влагонепроницаемой оболочки, заполненных насыщенным утеплителем. В местах примыкания элементов друг к другу их скрепляют между собой полосами по верхней и нижней поверхностям изделий, а между элементами устанавливают вкладыши жесткости.

Технология изготовления армоперлита предусматривает образование двух рукавов из ленточного термосклеивающегося материала, непрерывное объемное дозирование насыпного утеплителя, частичную герметизацию элементов с

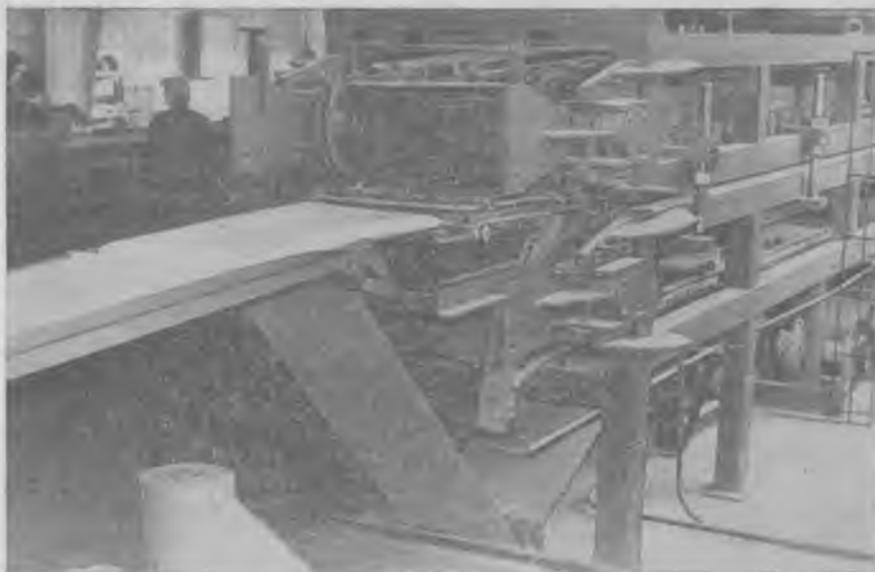


Рис. 1. Линия по производству армоперлита

одновременным образованием отверстий для удаления избыточного воздуха, вибровыравнивание насыпного утеплителя по объему элементов, подпрессовку и окончательную герметизацию, соединение элементов между собой полосами из термосклеивающего материала по верхней и нижней поверхностям изделий (причем перед соединением по верхней поверхности устанавливают вкладыши жесткости или впрыскивают вспенивающую полимерную композицию). Возможен также вариант армирования изделий путем контактной приварки полосы из расплавленного полиэтилена толщиной 1—2 мм к их боковой стороне.

Установка или образование вкладышей жесткости между элементами и их скрепление обеспечивает достаточную жесткость и несущую способность армоперлита. Удаление избыточного

воздуха, последующая герметизация, а также создание растягивающих напряжений на поверхностной оболочке изделий путем изменения поперечного сечения при подпрессовке придает армоперлиту необходимую формоустойчивость, предотвращает свободное пересыпание утеплителя в элементах и практически устраняет его усадку в процессе эксплуатации.

Технологическая линия изготовления армоперлита (рис. 1) работает следующим образом. Из пленочных материалов рукообразующим устройством формируется замкнутая полость, в которую объемным дозатором непрерывно подается вспученный перлит. Далее отсекающим устройством прекращается подача перлита на период пережатия и стягивания рукавной пленки для образования поперечного шва. Длина изделий изменяется от 500 до 1500 мм

через каждые 100 мм. Механизм поперечной сварки движется вниз одновременно с подачей пленочного материала. После сварки механизм поперечной сварки возвращается, затем цикл упаковки повторяется. За работой автомата наблюдает оператор.

Заполненные элементы по наклонному вибротранспортеру или вибротолку подаются в непрерывное подпрессовочное устройство с поштучным вертикальным обжатием изделий. Далее изделие подается в устройство для армирования и укрупнения элементов. В нашем случае два элемента соединяются между собой, а в местах соединения образуют вкладыши жесткости.

Для поштучного отделения изделий друг от друга технологическая линия снабжена устройством для одновременной окончательной герметизации элементов и резки на мерные длины путем газопламенного оплавления кромок сварочных швов. За работой подпрессователя и герметизатора наблюдает оператор. Изделия группируются в пакеты снижателем-штабелеровщиком, позволяющим укладывать в пакет по 5—10 шт. (рис. 2). Затем пакет цепным транспортером подается в обвязочное устройство, бандажирется полиэтиленовой полосой со спиралеобразной обмоткой и приваркой к поверхности изделия каждой спирали или локально в трех местах по длине пакета. За работой снижателя и обвязочной машины наблюдает оператор. С обвязочной машины пакеты укрупненной поставки на поддоне автопогрузчиком подаются на склад готовой продукции.

Линию обслуживают 3—4 человека. Ее проектная производительность около 300 тыс. м² в год. Линия предназначена для выпуска продукции длиной 500—1500, шириной 200—500, толщиной 40—80 мм. Ширина отдельного элемента 200—300 мм.

Ограничение нижнего предела ширины изделий объясняется критическим соотношением требуемой прочности (не менее 0,1 МПа), первоначального диаметра заполненного пакета (не менее 160 мм) и максимальной толщиной изделий (не более 80 мм).

В настоящее время на опытной базе Эстонского филиала СКТБ Стройиндустрия изготовлено основное нестандартное технологическое оборудование линии для изготовления армоперлита и выполняются пуско-наладочные работы.

Одной из основных составных частей оборудования механизированной линии армоперлита является конвейер-подпрессователь для непрерывного вертикального обжатия мешков, заполненных вспученным перлитом. С использованием части изготовленного оборудования на Таллинском бетонном заводе налажен выпуск опытно-промышленных партий подпрессованного мешкоперлита повышенного качества — армоперлита звукоизоляционного по ТУ 66 ЭССР 162—83. Его использовали при устройстве звукоизоляционных прокладок под щитовые паркетные полы, термовкладышей для трехслойных стеновых панелей с гибкими связями, керамзитобетонных и составных панелей, а также при изготовлении комплексов панелей покрытий типа ПНС размером 3×6 м и КЖС размерами 3×18 и 1,5×12 м.

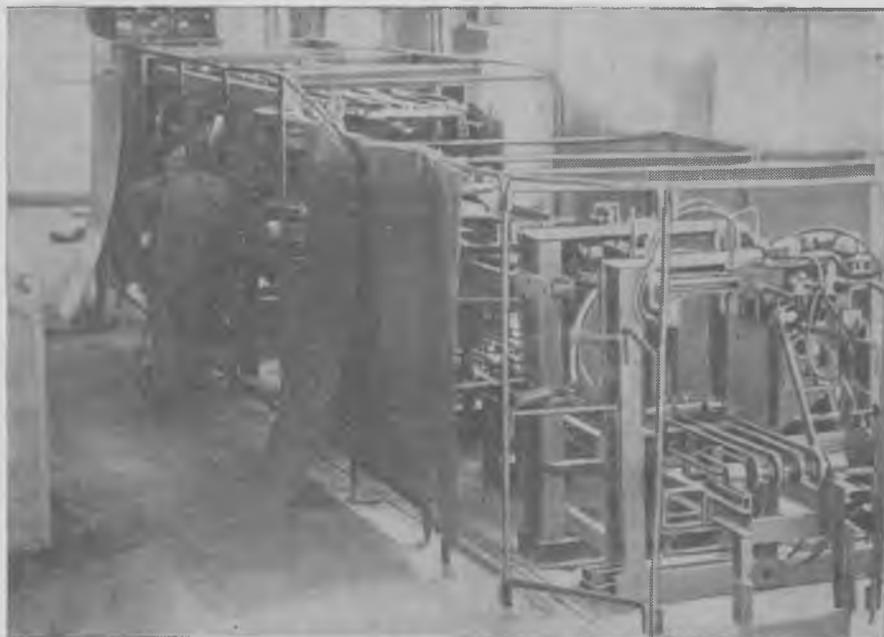


Рис. 2. Агрегат для упаковки плит армоперлита

В. С. БАЛИЦКИЙ, канд. техн. наук (НИИСП),
А. С. ФАЙВУСОВИЧ, канд. техн. наук (Ворошиловградский филиал НИИСП)

Усиление железобетонных конструкций на реконструируемых предприятиях

Ворошиловградским филиалом НИИСП совместно с Харьковским ПромстройНИИпроектом, НИИЖБ и другими организациями разработана технология производства работ по усилению железобетонных конструкций при реконструкции и техническом перевооружении производственных предприятий, в том числе без их остановки [1]. Ниже представлена классификация методов усиления, построенная по определяющему технологическому признаку — составу работ.

При разработке метода усиления необходимо учитывать требования технологичности, устанавливающие соответствие конструктивных характеристик параметрам используемого инструмента и оборудования. В правилах по учету этих требований, разработанных совместно с Харьковским ПромстройНИИпроектом, предусмотрено преимущественное применение унифицированных элементов повышенной степени заводской готовности, оснащенных технологическими приспособлениями и устройствами для безыверочного монтажа, производство работ

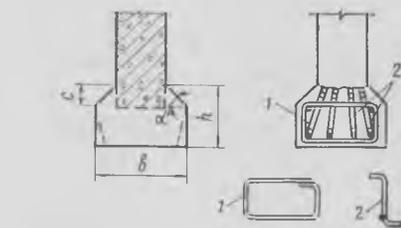


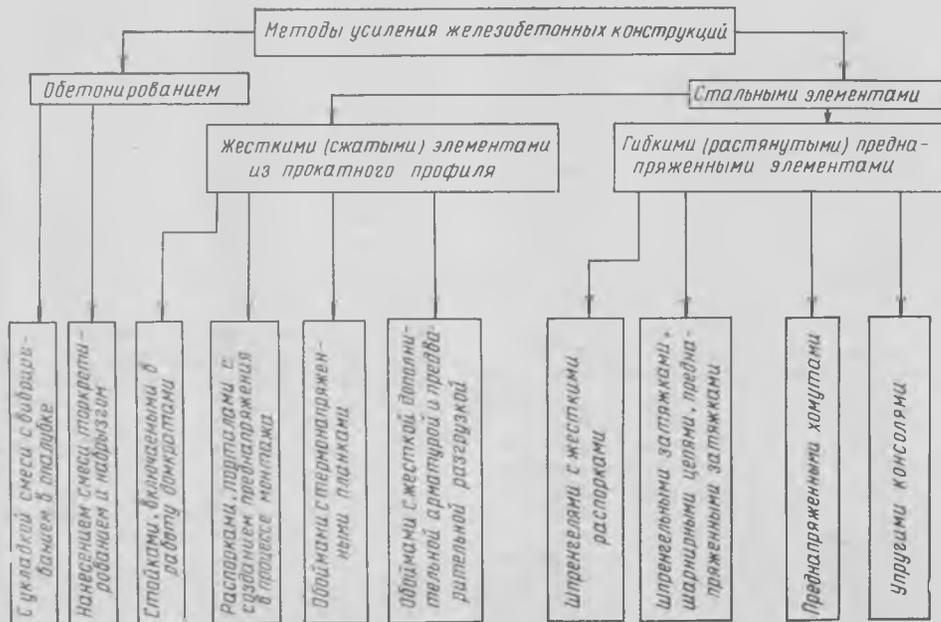
Рис. 1. Сечение и армирование поясов ригелей при наращивании снизу
 $b \geq (a+15)$ см; $h \geq 10$ см; $\alpha = 15-45^\circ$; $c = 3$ см 1, 2 — элементы усиления

индустриальными методами [2]. Так, конфигурация элементов усиления, выполняемых обетонированием, обеспечивает простоту укладки бетонной смеси. Наиболее рациональная геометрия набетонок и их размеры показаны на рис. 1. Дополнительно проверяется возможность применения эффективных видов опалубки, обеспечивающей простоту укладки и

уплотнения смеси. На рис. 2 показана самонесущая щитовая опалубка, закрепляемая на жесткой арматуре обойм. Минимальная толщина обойм и набетонок, назначаемая в зависимости от метода бетонирования, должна соответствовать указанному в табл. 1. В остальных случаях геометрические размеры обойм и набетонок определяют по конструктивным требованиям или по прочности.

Таблица 1

Элемент	Минимальная толщина обойм и набетонок, см, при	
	вибро-вания в опалубке	торкретировании
Колонна	8	5
Боковые стенки балок	6	3
Нижние пояса балок	15	5
Стенки резервуаров, силосов	8	3,5
Плиты перекрытий при устройстве набе-тонок сверху	3,5	—
То же, снизу	6	3,5



Подвижность смеси назначается в зависимости от толщины бетонированного элемента и высоты щита опалубки. При высоте щитов опалубки 0,6—0,8 м и толщине до 120 мм О.К. = 6—8 см, толщине 120—200 мм — от 2—3 до 5—6 см, а при толщине более 200 мм — 1—3 см. Максимальная крупность заполнителя, за исключением бетонирования массивных конструкций, принимается не более 20 мм, а при торкретировании — 8 мм.

Устройство обойм и набетонок с приваркой дополнительной арматуры или с частичной разгрузкой усиливаемых конструкций допускается производить при напряжениях в арматуре от действующей нагрузки с учетом фактической прочности бетона (за вычетом сечения свариваемого стержня), не превышающих 85% расчетного сопротивления стали. Проверяют напряжения по наиболее нагруженному и наиболее ослабленному сечению с учетом фактической прочности и площади сечения бетона и арматуры. Дополнительно необходимо устранить все временные нагрузки, прежде всего вибрационные и динамические. Для снижения деформаций в ригелях рам, балках дополнительную арматуру привари-

вают коротышами под нагрузкой в направлении к более нагруженным областям симметрично с обеих сторон.

Унификация геометрических размеров и сечений элементов стальных конструкций усиления повышенной степени заводской готовности выполняется с учетом статистических данных о фактических размерах сечений железобетонных конструкций и расстояний между ними. При усилении балок длина элементов усиления назначается с учетом среднеквадратических отклонений размеров от проектных и монтажных зазоров, минимальное значение которых принимается равным 5 см.

Конструкции усиления в виде стоек и подкосов, как правило, должны иметь упорные (подвижные) устройства для компенсации отклонений высот усиливаемых колонн от проектных [2]. В отдельных случаях конструкции усиления снабжают установочными болтами (рис. 3).

Наибольшую сложность при усилении железобетонных конструкций вызывает устройство соединения стальной облойки под нагрузкой, и др. Тип и марка электродов для сварки углеродистых и низколегированных сталей показаны в табл. 2.

Таблица 2

Тип электрода для		
статической нагрузки	динамической и вибрационной нагрузки	сварки при отрицательной температуре, усиления под нагрузкой
Э42	—	—
Э42А	—	—
Э46	Э42А	Э42А
Э46А	—	—
Э50А	Э46А	Э46А
Э55	Э50А	Э50А
—	—	Э55

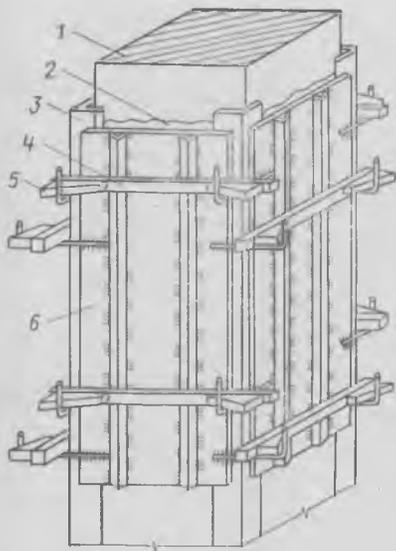


Рис. 2. Самонесущая щитовая опалубка
1 — усиливаемая колонна; 2 — бетон усиления; 3 — жесткая (угловая) арматура; 4 — распорка; 5 — клинья; 6 — щит опалубки

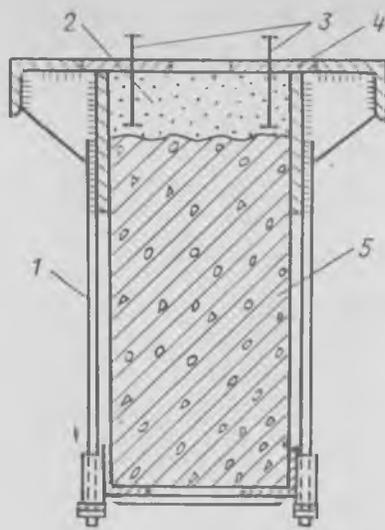


Рис. 3. Усиление подкрановой балки стальной облойкой
1 — преднапряженная шпилька; 2 — бетон усиления; 3 — установочный болт; 4 — облойка; 5 — балка

Диаметр электрода при сварке многослойными швами стержней арматуры диаметром до 25 мм составляет 3 мм, более 25 мм — 4 мм.

При усилении железобетонных конструкций под нагрузкой с арматурой из кипящих сталей сварку производят при температуре не ниже -5°C , а с арматурой из спокойных и полуспокойных сталей — не ниже -15°C ; в слабонагруженных элементах, воспринимающих до 25% расчетной нагрузки, соответственно не ниже -15 и -25°C . Приварку дополнительной арматуры при $h_m \leq 6$ мм в конструкциях, разгружаемых на время производства работ, допускается выполнять за один проход; в нагруженных конструкциях, при отрицательной температуре, а также в конструкциях, воспринимающих динамические нагрузки при $h_m < 6$ мм, — в два прохода, при $h_m \geq 6$ мм — в три. При устройстве многослойных швов после наложения каждого следует устраивать перерывы для его остывания до температуры, не превышающей 100°C .

Выбор метода усиления в реальных условиях сводится к проверке возможностей выполнения различных видов работ в свободной (освобождаемой) вокруг усиливаемой конструкции зоне (табл. 3). Аналогичным образом проверяется возможность размещения в свободной зоне оборудования и средств механизации для выполнения работ по усилению, соответствие размеров монтажных элементов габаритам транспортных путей и др. Совмещение работ по усилению конструкций и производственной деятельности предприятий решается в зависимости от конкретных условий производства. При замене большого числа однотипных единиц технологического оборудования (агрегатов) и одновременном усилении несущих конструкций работы осуществляются, как правило, захватками, начиная с резервных агрегатов. При отсутствии последних выделяются резервные площади с одним из агрегатов и последовательной заменой остальных. При замене одиночных аг-

регатов, усилении конструкций в аварийных ситуациях значительно сократить остановочный период можно использованием элементов усиления повышенной степени заводской готовности, оснащенных приспособлениями для рихтовки и выверки, и включением конструкций усиления в работу. Важно также планирование и выполнение части работ в подготовительный период: установка на растворе опорных и крепежных деталей, сверление отверстий и др.

При разработке проектов усиления железобетонных конструкций применительно к условиям реконструкции промышленных зданий необходимо оптимизировать решения по минимуму продолжительности остановочного периода [1, 2].

Выбор оптимального варианта усиления определяется по приведенным затратам, трудоемкости выполнения работ и их продолжительности, расходу материалов. При этом приведенные затраты, учитывающие в случае остановки потери производства, принимаются в качестве решающего показателя, а остальные учитываются как дополнительные.

Таблица 3

Вид работ	Ширина рабочей зоны, м, при выполнении работ	
	без зоны складирования	с зоной складирования
Опалубочные	1/1,5	1,5/2
Арматурные	1/1,5	1,5/2
Монтажные	1/1,5	1,5/2
Сварочные	1/1	—
Бетонные	1/1,5	1,5/2
Торкретирование	—/2	—

Примечания: 1. При подаче бетона тележками по перекрытию ширина катальных ходов должна быть не менее 0,6 м, а при устройстве катальных ходов на высоте ширина настила должна быть не менее 1,2 м. 2. Указана только рабочая зона производства без учета зоны, необходимой для размещения механизмов. 3. Перед чертой при ручном способе выполнения работ, после черты — при механизированном.

Основные положения методики использовались при разработке проектов производства работ по усилению конструкций перекрытий при техническом перевооружении флотационного отделения Суходольской центрально-обогащительной фабрики мощностью 2,5 млн. т угля в год, отделения вакуум-фильтров ЦОФ, главной крановой эстакады объединения Ворошиловградтепловоз и других крупных объектов. Использование предложенной методики на Суходольской ЦОФ позволило сократить продолжительность остановочного периода на 22 дня, снизить трудоемкость выполнения работ на 20—30%, продолжительность остановочного периода на 40%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методические рекомендации по усилению железобетонных конструкций на реконструируемых предприятиях. — Киев: НИИСП, 1984.
2. Методические рекомендации по усилению железобетонных конструкций зданий и сооружений (на основе анализа и обобщения существующего опыта). — Харьков: Харьковский ПромстройНИИпроект, 1984.

И. В. БРУСКОВ, Л. И. БУДАГЯНЦ, М. А. ИВАНОВ, кандидаты техн. наук,
А. П. ЧУШКИН, инж. (НИИЖБ)

Напрягающий бетон в конструкциях фундамента турбогенератора

Для надежной эксплуатации строительных конструкций при динамическом нагружении необходимо обеспечить их жесткость и трещиностойкость. Проще всего это может быть достигнуто преднапряжением арматуры, в том числе в стыках сборных железобетонных элементов заводского изготовления.

Использование напрягающего бетона для омоноличивания стыков верхнего строения фундамента турбогенераторов позволяет избежать трудоемких процессов механического натяжения арматуры. Сокращение времени на омоноличивание ускоряет ввод в эксплуатацию основных производственных мощностей, при этом экономический эффект тем больше, чем выше единичная мощность турбогенератора.

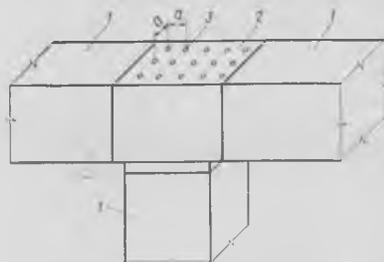
Весной 1984 г. впервые в нашей стране на Ровенской АЭС осуществлено омоноличивание напрягающим бетоном 28 стыков верхнего строения фундамента турбогенератора энергоблока № 3 единичной мощностью 1 МВт, проект фундамента которого разработан Ленинградским отделением Атомтеплоэлектропроекта.

Над проектом производства работ по омоноличиванию стыков напрягающим бетоном работала группа рабочего проектирования Атомтеплоэлектропроекта Ровенской АЭС при участии НИИЖБ.

По взаимному расположению ригелей все стыки можно разделить на три группы — Т-образные в плане (см. рисунок), угловые и рядовые (с соосно расположенными ригелями). В каждой группе стыки различаются конструктивным решением. Общим для них является обязательное наличие каналобразователей, расположенных с шагом 400 мм для подачи воды в период расширения бетона (по лабораторным данным этот процесс заканчивается через 12 сут после начала бетонирования). В качестве каналобразователей применяли трубы диаметром 25 мм.

До начала бетонирования выполнили все подготовительные работы. Для приготовления 1 м³ бетонной смеси использовали 550 кг напрягающего цемента НЦ-20 по ТУ 21-20-18-80, 1020 кг крупного заполнителя — щебня фракции 5—20 мм по ГОСТ 8267—75, 10268—70, 600 кг мелкого заполнителя — песка с $M_{кр} = 1,8 \dots 2,2$, отвечающего требованиям ГОСТ 8736—77, 10268—77, 210 кг воды в соответствии с ГОСТ 23732—79, суперпластификатора С-3 в количестве сухой массы 0,5% массы НЦ. Исходная О.К. = 22 см через 15, 30 и 45 мин уменьшилась до 20, 18, 16 см.

В связи с тем, что влажность заполнителей не оставалась постоянной, а условия бетонирования стыков — одинаковыми, для рабочего состава бетона приняли переменную минимальную осадку конуса (10—18 см), что достигалось изменением В/Ц. Так, для рядовых стыков, не имеющих пазух в нижней части, О.К. = 10 см, а для некоторых Т-образных стыков с пазами в нижней части на всю ширину ригеля — 18 см. Верхнее ограничение подвижности бетонной смеси 20 см.



Т-образный стык сборных элементов фундамента

1 — сборный элемент; 2 — напрягающий бетон; 3 — скважины с шагом a в напрягающем бетоне после извлечения каналобразователей

Из принятого состава изготовили 6 кубов с ребром 10 см и три призмы размером 5×5×20 см для динамометрических кондукторов с целью выявления характеристик самоупрочнения бетона во времени. Прочность кубов, определенная на прессе П-50, составила в возрасте 1 и 2 сут 15,5 и 25 МПа. Через 14 сут самоупрочнение всех трех образцов составляло — 1,5 МПа.

Рабочий состав приготавливали в бетоносмесителях свободного падения с выходом 0,8 м³ в течение 4 мин. На стройплощадке смесь из автобетоносмесителя помещали в бадью, которую краном БК-1000 подавали к месту укладки. К бадье арматурным стержнем присоединяли бетонолитную трубу с воронкой. Расстояние от зева бадьи до дна стыка в среднем составляло 3,5 м, а от нижнего конца бетонолитной трубы до дна стыка — около 1 м.

После опорожнения бадьи уложенную смесь (при О.К. ≤ 16 см) вибрировали не более 3 с за один проход во избежание значительных утечек цементного молока и растворной части. Полностью избежать утечек через мелкие щели и от-

верстия не удалось, однако можно считать потери минимальными (в среднем около 1 л/м³ уложенной бетонной смеси).

По технологическим причинам отмечались значительные (около 2 ч) перемены между укладкой отдельных порций бетона, что затрудняло извлечение каналобразователей. После бетонирования каждые 0,5 ч вплоть до извлечения (в среднем через 4 ч) каналобразователи проворачивали вокруг оси. Вокруг каналобразователей формовали лунки глубиной 2 см, а на следующий день всю поверхность бетона заливали водой, контролируя ее наличие в каждой скважине, оставшейся после извлечения каналобразователей. Бетон укрывали влажной мешковиной от высыхания. Уход за бетоном осуществляли все время, пока шел процесс самоупрочнения (около двух недель).

Для контроля фактических свойств уложенного бетона выборочно брали пробы и бетонировали по три куба с ребром 10 см и по три призмы в соответствии с СН 511-78. Средняя прочность уложенного бетона в возрасте 3 и 7 сут равнялась 17 и 27,5 МПа.

Данные испытаний образцов в динамометрических кондукторах свидетельствуют о том, что самоупрочнение в швах фундамента составило 2—2,5 МПа.

В результате исследований установлено, что использование напрягающего бетона в стыках верхнего строения фундаментов турбоагрегатов весьма перспективно и не требует дополнительных затрат при внедрении.

На ВДНХ СССР

Прибор Н-1

Предназначенный для измерения внутреннего размера форм для блоков-тюбингов, прибор позволяет с необходимой точностью производить измерения одним человеком, отличается простотой конструкции, имеет небольшую массу.

Конструктивно прибор состоит из цилиндрического корпуса с подвижным и неподвижным наконечниками. Последний имеет фиксирующее устройство, что позволяет перенастраивать прибор для измерения другого параметра формы.

Измеряемые параметры: 200, 175, 150 мм, погрешность измерений ±1 мм, длительность разового измерения не более 1 мин, габариты 200×185×30 мм, масса 0,31 кг.

Изготовитель — КТБ Мосоргстройматериалы (121019, Москва, Волхонка, 11).

И. И. ШАХОВ, канд. техн. наук (ВНИПИ Теплопроект);
В. Н. ЩЕРБАТЮК, канд. техн. наук (ДИСИ)

Прочность балок по наклонным сечениям при нагреве

Конструкции из обычного и жаростойкого бетона, подверженные нагреву, имеют сравнительно небольшие пролеты и значительные нагрузки, т. е. условия, при которых прочность по наклонным сечениям приобретает большое практическое значение. На производствах, связанных с работой мартеновских печей, конверторов и других тепловых агрегатов, нагрев сопровождается выделением значительного количества агрессивных газов и пыли. В этих условиях, наряду с прочностью, большое значение приобретает трещиностойкость наклонных сечений, влияющая на долговечность конструкций. Прочность балок по наклонным сечениям определяется прочностью бетона в условиях плоского напряженного состояния, характеризующегося возникновением напряжений противоположных знаков [1]. Расчетные значения трещиностойкости и прочности по наклонным сечениям определяются с учетом прочности бетона на растяжение согласно СН 482-76. Специальных исследований прочности бетона естественной влажности на растяжение в условиях нагрева не проводилось.

ВНИПИ Теплопроект и Днепропетровский инженерно-строительный институт изучили прочность и трещиностойкость наклонных сечений железобетонных балок при различной последовательности нагрева и нагружения. Предварительно установили влияние последовательности нагрева и нагружения на прочность бетона при осевом растяжении.

Образцы-восьмерки с поперечным сечением рабочей зоны 70×100 мм, длиной 1000 мм готовили из жаростойкого бетона на портландцементе с шамотными заполнителями и тонкомолотой добавкой. Испытания проводили в возрасте 2—3 мес на рычажных установках, оборудованных электрическими печами и системой автоматического регулирования температуры. Образцы нагревали со скоростью $30^\circ\text{C}/\text{ч}$ до заданной температуры, выдерживали в стационарном режиме в течение 2 ч и загружали ступенчатой нагрузкой до разрушения (рис. 1). Испытывали образцы с естественной влажностью ($W=5...5,2\%$) и предварительно высушенные при $t=120...150^\circ\text{C}$ до постоянной массы.

Установлено, что прочность бетона естественной влажности на растяжение снижается на 40—50% при нагреве до $70...150^\circ\text{C}$. На уменьшение прочности влияют дефекты структуры материала и наличие влаги. Вода, находящаяся в бетоне, покрывает поверхность цемент-

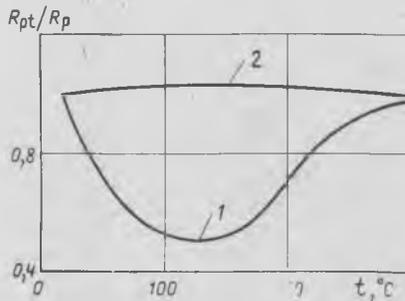


Рис. 1. Влияние температуры нагрева на прочность жаростойкого бетона на портландцементе при растяжении
1 — образцы естественной влажности;
2 — предварительно высушенные образцы

ного камня, а также поверхность пор, капилляров и микротрещин. Границей естественного распространения водных пленок являются концы микротрещин, в которых расстояние между плоскостями меньше размера молекул воды. В процессе приложения усилия неоднородность материала создает местные концентрации напряжений, приводящие к образованию новых трещин и микроразрывов, а также к расширению старых. В тех местах, где локальные напря-

жения уменьшаются, расстояние между плоскостями в трещинах может приблизиться до уровня взаимодействия сил молекулярного сцепления и вызывать самозалечивание трещин. Однако при наличии влаги в бетоне этого не происходит, поскольку вода не позволяет приближаться противоположным плоскостям трещин на необходимое расстояние. Коэффициент температурного расширения воды значительно больше, чем составляющих бетонного камня, поэтому повышение температуры приводит к тому, что вода раздвигает стенки микротрещин и увеличивает их длину.

Повышение температуры нагрева сопровождается увеличением давления водяных паров и воздуха [2], что способствует дальнейшему расширению существующих микротрещин и образованию новых. По мере увеличения температуры физически связанная вода из бетона удаляется и прочность его повышается. Аналогичные результаты были получены для обычного бетона [3]. Прочность предварительно высушенных до постоянной массы образцов в рассматриваемом интервале температур не снижается.

Опытные балки с поперечным сечением $12,5 \times 20$ см, длиной 220 см изготовлены из жаростойкого бетона на портландцементе с шамотными заполнителями и тонкомолотой добавкой. Армирование балок принято со стороны растянутой зоны $4\phi 14\text{A-III}$. Бетонирование всей партии производили из одного замеса в кассетной опалубке. При этом по сечению балок устанавливали хромельalumелевые термопары. Балки находились 7 сут в камере нормального твердения, а затем в условиях экспериментального цеха ($W=60...70\%$, $t=18...20^\circ\text{C}$). Испытания проводили в возрасте 2—3 мес.

Часть балок (серия С) предварительно высушивали при температуре $120...150^\circ\text{C}$. Удаление воды в процессе нагрева определяли по уменьшению массы балок, которое заканчивалось после 32—36 ч нагрева и составляло 5,1—5,3% массы в высушенном состоянии. Остальные балки (серия В) предварительно не нагревали и испытывали с естественной влажностью.

Эксперименты выполняли на стенде, состоящем из силовой рамы и нагревательной электропечи (рис. 2). Образцы в заданном режиме нагревали по показаниям термопары, закрепленной на горячей грани. Балки загружали гидравлическим домкратом, соединенным системой балок и тяжей с силовым полом. Усилие от домкрата на балки пе-

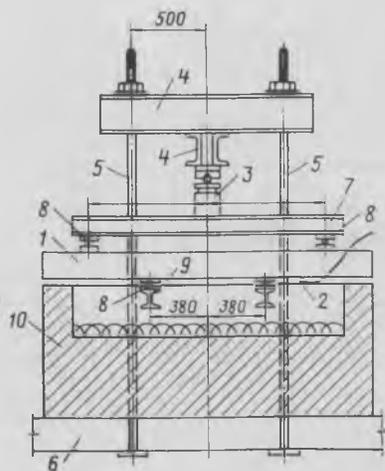


Рис. 2. Схема установки для испытания балок
1 — образец; 2 — термопара; 3 — домкрат; 4 — металлические балки; 5 — тяжи; 6 — силовой пол; 7 — распределительная балка; 8 — шарниры; 9 — опорные балки; 10 — электропечь

Шифр балок	$Q_{л}^{TP}$, кН	$Q_{пр}^{TP}$, кН	$Q_{ср}^{оп}$, кН	bh_0^2 , см ³	Q_1^P , кН	Q_2^P , кН	$\frac{Q^{оп}}{Q_1^P}$	$\frac{Q^{оп}}{Q_2^P}$
В-1	28,15	31,46	35,60	3599	32,06	32,06	1,11	1,11
В-2	30,02	27,73	38,14	3410	30,38	30,38	1,25	1,25
В-3	29,80	32,40	34,33	3591	31,99	31,99	1,07	1,07
С-1	34,33	33,06	40,69	3321	29,06	36,98	1,40	1,10
С-2	38,15	38,15	41,96	3612	32,18	40,22	1,30	1,04
С-3	39,42	41,96	44,51	3711	33,06	41,32	1,34	1,07

редавали через распределительный двутавр в местах крепления шарниров. Опорами балок служили двутавры, замонариченные в кладку электропечи.

Балки, установленные на испытательном стенде, нагревали со скоростью 30°С/ч до 120°С. Нелинейное распределение температур по сечению балок в процессе нагрева вызывало внутренние температурновлажностные напряжения. Однако при выбранных параметрах трещины в процессе нагрева не образовывались. После выдерживания балок в течение 6 ч характер распределения температур приблизился к линейному, напряжения уменьшились и в дальнейшем не учитывались.

Балки нагружали ступенчато по 0,08—0,1 ожидаемой величины разрушающей нагрузки. При этом фиксировали усилия при образовании наклонных трещин на левой $Q_{л}^{TP}$ и правой $Q_{пр}^{TP}$ опорах и разрушающие усилия $Q^{оп}$ (см. таблицу).

Наклонные трещины в балках обеих серий образовались в средней части сечения, нагретой до 60—80°С, с последующим распространением в сторону сжатой и растянутой граней. Однако в

балках серии В главные растягивающие напряжения скорее превысили прочность бетона на растяжение и наклонные трещины в них образовались при менее высоких уровнях нагружения. Разрушение балок происходило от раскрытия наклонных трещин и последующего хрупкого разрушения сжатой зоны бетона от среза в непосредственной близости от опоры.

Испытаниями установлено, что прочность и трещиностойкость балок по наклонным сечениям зависит от последовательности воздействия температуры и нагрузки. У предварительно высушенных балок (серия С) средняя прочность

$Q_{ср}^{оп}$ и трещиностойкость $Q_{ср}^{TP}$ на 18 и 25% выше соответствующих значений балок естественной влажности (серия В). Влага, присутствующая в бетоне, снижает прочность на растяжение при нагреве, понижая тем самым прочность и трещиностойкость наклонных сечений железобетонных балок.

Расчетные значения поперечной силы Q_1^P и Q_2^P определяли по СН 482-76. Q_1^P подсчитывали с коэффициентом

условий работы бетона при растяжении $m_{pt}=0,8$. Q_2^P находили при $m_{pt}=0,8$ для балок естественной влажности и $m_{pt}=1$ для предварительно высушенных балок. Анализ отношений $Q^{оп}/Q_1^P$ и $Q^{оп}/Q_2^P$ показывает, что расчетные значения поперечной силы Q_2^P , определенные с использованием дифференцированного коэффициента условия работы бетона при растяжении m_{pt} , лучше совпадают с опытными $Q^{оп}$. При использовании единого коэффициента m_{pt} расчетные величины поперечной силы Q_1^P для балок предварительно высушенных оказываются завышенными в 1,3—1,4 раза.

Выводы

При нагреве балок естественной влажности m_{pt} необходимо принимать равным 0,8 согласно СН 482-76. При расчете предварительно высушенных балок значение коэффициента m_{pt} можно увеличить до 1, что позволит экономить бетон при изготовлении конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Залесов А. С., Ильин О. Ф. Работа элементов на действие поперечной силы при изгибе. — В кн.: Сборные железобетонные конструкции из высокопрочного бетона. — М.: Стройиздат, 1976.
2. Петров-Денисов В. Г. Сушка и первый нагрев конструкций из жаростойкого бетона. — В сб. трудов ВНИПИ Теплопроект. Вып. 22. М., 1973.
3. Милованов А. Ф., Затуловский З. Д. Физико-механические и упруго-пластические свойства бетона при нагреве. — Реферативный сборник ЦИНИС, 1971. № 2.

Долговечность

УДК 691.327:620.163.3

Е. А. ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ);
Л. А. СЕЙЛАНОВ, канд. техн. наук (Оргэнергострой)

Кинетика развития трещин в циклически замораживаемых изгибаемых элементах

Известно, что до последнего времени не проводились экспериментальные исследования стойкости железобетонных конструктивных элементов к совместному действию изгибающей нагрузки и воспроизводимых циклов замораживания-оттаивания. Соответственно не рассматривался вопрос о развитии трещин в циклически замораживаемых изгибаемых элементах. Изучение криогенной стойкости железобетонных конструкций, описанное в работах [1,2], одновременно позволило получить качественные и количественные данные по изменению ширины раскрытия и кинетике развития нормальных и наклонных трещин.

Для испытаний использовали железобетонные балки ($R_{пр}=37,1...41,8$ МПа; $\mu=1,99\%$; $\xi_R=0,48...0,487$) трех серий, которые при одинаковом конструировании были отформованы из тяжелого крупнозернистого бетона (возраст более 820 сут) различных составов, подобранных исходя из условия получения максимально идентичных механических характеристик материала (рис. 1). Однако принятые различия в составах (вид цемента, наличие или отсутствие добавок ПАВ) определяли разную морозостойкость бетона трех составов (Мрз 100, Мрз 500 и Мрз 400).

Испытания опытных образцов на цик-

лическое замораживание-оттаивание осуществляли в термовлагодарокамере «СТБВК-8000» с увеличенным до 14,4 м³ рабочим объемом, что позволило в каждой серии одновременно исследовать на действие отрицательных температур четыре попарно нагруженные (по схеме «чистого изгиба») и две ненагруженные балки из бетона одинакового состава. Все образцы замораживали в камере при температуре 293—218 К в течение 8 ч, после чего половина балок оттаивала в течение 16 ч в воде, а другая — в естественно-влажностной среде. Изменение ширины раскрытия и кинетику развития нормальных и наклонных

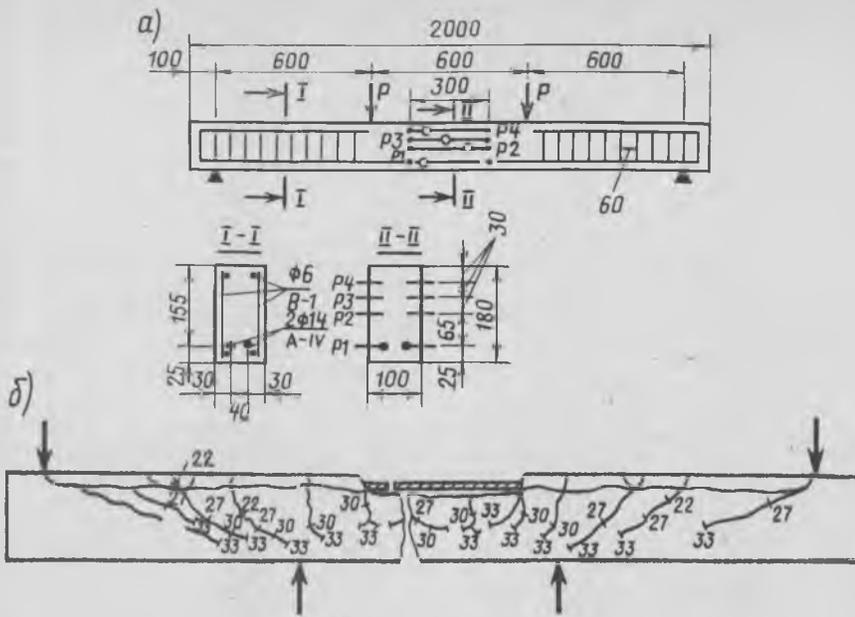


Рис. 1. Конструкция опытной балки, схема ее загрузки (а) и трещинограмма балки из бетона первого состава после 34-х циклов замораживания-оттаивания в нагруженном до уровня $M_{дл} = 0,61 M_p^{оп}$ состоянии (б)

трещин в изгибаемых элементах определяли с помощью микроскопа Бриннеля после их полного оттаивания.

Результатами исследований установлено, что начальное уменьшение ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин в изгибаемых элементах, попеременно оттаивавших в воде (1,1', 2,2', 3,3') (рис. 2,3) и, особенно, наклонных (1'-4') (см. рис. 2,3) трещин в балках, попеременно оттаивавших в воде (1,1', 2,2', 3,3') (см. рис. 2,3) и, в существенно меньшей степени, при оттаивании в

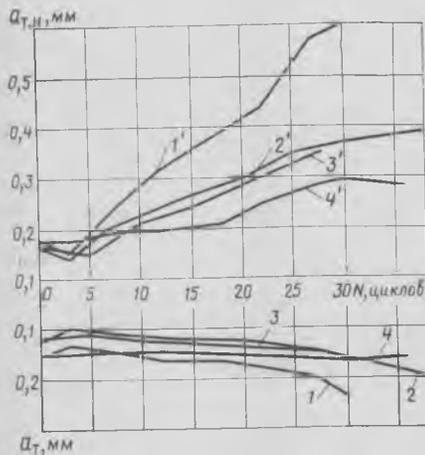


Рис. 2. Изменение ширины раскрытия нормальных (a_T) и наклонных (a_T^N) трещин в нагруженных до уровня $M_{дл} = 0,61 M_p^{оп}$ балках из бетона первого (1,1', 4,4'), второго (2,2') и третьего (3,3') составов при циклическом замораживании и оттаивании в воде (1,1', 2,2', 3,3') и в естественно-влажностной среде (4,4')

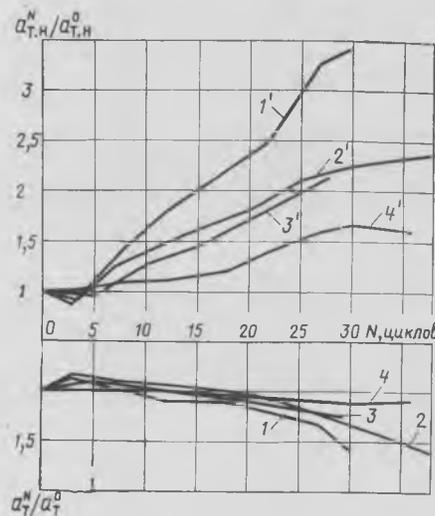


Рис. 3. Изменение относительной ширины раскрытия нормальных (a_T^N/a_T^O) и наклонных (a_T^N/a_T^O) трещин в нагруженных до уровня $M_{дл} = 0,61 M_p^{оп}$ балках 1-4, 1'-4' см. по рис. 2

естественно-влажностной среде (4,4') (см. рис. 2,3). Особенно наглядно это иллюстрируется данными по испытанию изгибаемых элементов из наименее морозостойкого бетона первого состава (1,1', 4,4') (см. рис. 2,3).

Попеременное оттаивание образцов из бетона первого состава в естественно-влажностной среде практически не привело к увеличению ширины раскрытия нормальных трещин, увеличение же ширины раскрытия наклонных трещин было относительно незначительным. Прослеживается тенденция снижения ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин в балках, оттаивавших

в естественно-влажностной среде, намечавшаяся после 30-го цикла испытаний, что объясняется начавшимся процессом набухания бетона [1,2].

Изучение кинетики развития трещин в оттаивавших в воде изгибаемых элементах из бетона второго и третьего состава полностью подтвердило результаты испытаний образцов из наименее морозостойкого бетона первого состава. Исследованием ненагруженных балок на действие циклического замораживания-оттаивания (38 циклов) не установлено трещин.

Трещинограмма железобетонной балки из бетона первого состава, подвергшейся 34-м циклам замораживания-оттаивания в воде в нагруженном до уровня $M_{дл} = 0,61 M_p^{оп}$ состоянии (см. рис. 1), показывает, что преобладающий, по мере криогенных испытаний, рост ширины наклонных трещин сопровождался интенсивным увеличением их длины, а длина нормальных трещин практически не изменялась.

Выводы

Криогенная деструкция изгибаемых железобетонных элементов конструкций происходит при увеличении ширины раскрытия нормальных и, в особенности, наклонных трещин с одновременным значительным ростом длины последних.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горчаков Г. И., Гузеев Е. А., Сейланов Л. А. Совместное влияние нагрузки и отрицательной температуры на деформативность изгибаемых элементов. — Бетон и железобетон. 1980, № 9.
2. Сейланов Л. А. Деформативные свойства тяжелого бетона в железобетонных элементах, подвергаемых совместному действию изгибающей нагрузки и отрицательной температуры. Автореф. Дис. ... канд. техн. наук. — М., 1981.

На ВДНХ СССР

Измерительный прибор

Прибор НПЛ-2, изготовленный КТБ Мосоргстройматериалы, предназначен для измерения отклонений от прямолинейности железобетонных плит, установленных в горизонтальное положение с с отклонением $\pm 6^\circ$.

Пределы измерений прибора до 10 мм, цена деления индикатора 0,01 мм, погрешность измерения $\pm 0,3$ мм, длительность разового измерения не более 2 мин, габариты 2000×120×60 мм, масса 4,8 кг.

Прибор позволяет с необходимой точностью быстро производить измерения одним человеком, отличается простотой конструкции и удобством эксплуатации. Корпус и детали прибора обладают антикоррозионной стойкостью.

Конструктивно прибор выполнен в виде корпуса Т-образного профиля из алюминиевого сплава, в прямоугольных направляющих которого установлены два ползуна с индикаторами часового типа. По торцевым сторонам корпуса установлены регулировочные винты. В средней части корпуса шарнирно закреплен уровень с подъемно-опускным устройством. Установка уровня позволяет производить наладку прибора по контрольной плоскости для последующей переноски его на контролируемую поверхность железобетонной плиты.

УДК 624.012.44:620.17

А. А. ГВОЗДЕВ, д-р техн. наук, проф., М. Б. КРАКОВСКИЙ, М. И. БРУССЕР, кандидаты техн. наук, В. Л. ИГОШИН, инж. (НИИЖБ);
В. А. ДОРФ, канд. техн. наук (Оргэнергострой Минэнерго)

Связь статистического контроля прочности бетона с надежностью железобетонных конструкций

В соответствии с современными нормами проектирования предполагается, что прочности материалов железобетонных конструкций распределены по нормальному закону. Согласно СНиП 2.03.01-84 нормативные сопротивления назначают с обеспеченностью 0,95, а расчетные сопротивления получают делением нормативных на коэффициент надежности материала, больший или равный единице для предельных состояний первой и второй групп. При этом в зависимости от коэффициента вариации прочности материала v обеспеченность P_p расчетного сопротивления для предельных состояний первой группы меняется — при увеличении v значения P_p уменьшаются, а при снижении v — повышаются. Поэтому с изменением v меняются также обеспеченности величин, характеризующих несущую способность железобетонных конструкций (например, предельных продольных сил и моментов, воспринимаемых сечениями). Изменение обеспеченности нормативных сопротивлений материалов могло бы изменять обеспеченность величин, характеризующих пригодность железобетонных конструкций к нормальной эксплуатации (например, ширины раскрытия трещин, перемещений). Бракочные минимумы при статистическом контроле прочности материалов также меняются с изменением v .

Авторами на примере изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой изучена связь статистического контроля прочности бетона с надежностью конструкций. Анализ проводили на ЭВМ методами статистического моделирования [1] с использованием программы «Надежность». Случайными величинами считались призматическая прочность бетона и сопротивление арматуры. Принимались следующие характеристики материалов: бетон класса В25 по СНиП 2.03.01-84, $R_{пр}^H = 18,9$; $R_{пр} = 14,8$ МПа; арматура класса А-III $R_a^H = 400$, $R_a = 375$ МПа. При этом полагали, что коэффициенты вариации кубиковой и призматической прочностей бетона одинаковы.

Для выполнения расчетов устанавливали характеристики нормальных законов распределения прочностей материалов — средние значения и средние квадратические отклонения, а для этого задавали обеспеченность нормативного сопротивления и коэффициент вариации,

характеризующий однородность прочности. При этом учитывали, что правила контроля прочности бетона, изложенные в ГОСТ 18105.1-80, не полностью согласуются с положением норм проектирования, согласно которым нормативные сопротивления материалов должны иметь обеспеченность 0,95. В период составления ГОСТ 18105-72 обеспеченность нормативных сопротивлений предполагалась равной 0,9772, чему отвечает зависимость $R = \bar{R}(1 - 2v_6)$. При $v_6 = 0,135$ $R^H = 0,73R$. Требуемая прочность бетона при коэффициентах вариации, отличных от 0,135, была принята с таким расчетом, чтобы величина 0,73 проектной марки имела обеспеченность 0,9772. Вследствие этого требуемая прочность бетона при $v_6 > 0,135$ оказывалась выше проектной марки, а при $v_6 < 0,135$ ниже ее.

После принятия обеспеченности нормативных сопротивлений 0,95 рассматривался вопрос о переработке требований стандарта. От этого, однако, отказались, так как хотя при низких коэффициентах вариации требуемая прочность несколько снижена, уменьшение это не превышает 4%, что применительно к предельным состояниям второй группы не имеет существенного значения. Не следовало упускать из вида и обеспеченность расчетного сопротивления, которая при требованиях ГОСТ 18105-72 составляла 0,9986 для $v_6 = 0,135$ и лишь 0,9857 для $v_6 = 0,2$. Если же требования по контролю прочности бетона были бы изменены, считаясь только с обеспеченностью нормативного сопротивления, обеспеченность расчетного сопротивления снизилась бы до 0,9775, что представляется явно недостаточным.

Отношение нормативных сопротивлений при обеспеченности их 0,95 и 0,9772 равно 1,07, поэтому средние значения и средние квадратические отклонения призматической прочности бетона определяли по формулам

$$\left. \begin{aligned} \bar{R}_6 &= \frac{R_{пр}^H}{1,07(1-2v_6)}; \\ \sigma_6 &= \bar{R}_6 v_6. \end{aligned} \right\} (1)$$

При вычислении средних значений и средних квадратических отклонений сопротивления арматуры использовали требования СНиП 2.03.01-84:

$$\left. \begin{aligned} \bar{R}_a &= \frac{R_a^H}{1-1,64v_a}; \\ \sigma_a &= \bar{R}_a v_a. \end{aligned} \right\} (2)$$

Для определения обеспеченности расчетных сопротивлений арматуры R_a и бетона R_6 вычисляли

$$\left. \begin{aligned} t_a &= \frac{\bar{R}_a - R_a}{\sigma_a}; \\ t_6 &= \frac{\bar{R}_6 - R_6}{\sigma_6}. \end{aligned} \right\} (3)$$

Обеспеченности P_a и P_6 , соответствующие t_a и t_6 , находили по таблице значений нормальной функции распределения.

Кроме характеристик нормальных законов распределений прочностей материалов при расчете по программе «Надежность» задавали процент армирования $\mu = 100 F_a / bh_0$. В результате получали несущую способность элемента — относительный момент $\bar{M} = M / bh_0^2$, представляемый как случайная величина с законом распределения в виде одной из кривых Пирсона типа I-VII. Для анализа брали значение относительного момента M_0 , имеющего заданную обеспеченность P_m .

На рисунке представлены кривые 1-5, характеризующие зависимость \bar{M} от μ при различных коэффициентах вариации призматической прочности бетона v_6 и сопротивления арматуры v_a , а также при разных P_m .

Моменты, соответствующие кривым, обозначим $\bar{M}_1, \bar{M}_2, \dots, \bar{M}_{50}$. Индекс «0» в обозначениях моментов подчеркивает, что они получены с определенной обеспеченностью P_m .

Моменты \bar{M}_1 установлены по СНиП 2.03.01-84 при расчетных значениях сопротивлений материалов. Кривая 1 используется как эталонная. При получении кривой 2 коэффициенты вариации v_a и v_6 подбирали так, чтобы $t_a = t_6 = 3$, а $P_m = P_a = P_6 = 0,9986$. Оказалось, что $v_a = 0,056$ и $v_6 = 0,127$. Как видно, моменты \bar{M}_1 и \bar{M}_2 практически совпадают в зоне переармирования ($\mu > 2,1\%$), а при $\mu < 2,1\%$ \bar{M}_2 несколько больше \bar{M}_1 .

В кривой 3 задавали максимально допустимый коэффициент вариации призматической прочности бетона $v_6 = 0,2$ и достаточно большой коэффициент вариации

ции сопротивления арматуры $v_a=0,1$. При этом $t_b=2,37$; $t_a=2,5$; $P_b=0,991$; $P_a=0,9938$. Обеспеченность P_M моментов \bar{M}_{30} принимали равной наименьшей из обеспеченностей материалов P_b и P_a , т. е. $P_M=0,991$. Как видно из рисунка, при $\mu < 1,5\%$ и $\mu > 2,25\%$ кривые 2,3 отличаются незначительно. И только в зоне, близкой к перearмированию ($1,5 < \mu < 2,25$), $\bar{M}_{20} > \bar{M}_{30}$.

В кривой 4 задавали те же обеспеченности материалов, что и в кривой 3, но обеспеченность P_M момента \bar{M}_{40} была большей — $P_M=0,9986$. Кривые 1,4 совпадают в зоне далекой от перearмирования (при $\mu < 1,5\%$). В зоне, близкой к перearмированию, и при перearмировании ($\mu > 1,5\%$) моменты $\bar{M}_{40} \ll \bar{M}_1$. Например, при $\mu=1,75\%$ и $\mu=2\%$ разница составляет соответственно 9,4 и 18,6%, а при $\mu \geq 2,25\%$ — около 20%.

В кривой 5 задавали те же данные, что и в кривой 4, но принимали меньший коэффициент вариации прочности

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый элементом, определяется по формулам СНиП при расчетной призматической прочности бетона. При малой обеспеченности расчетной призматической прочности низкую обеспеченность будет иметь также и предельный момент, воспринимаемый элементом.

Задача, аналогичная рассмотренной, решалась в работе [2], где в отличие от нашего результата было отмечено, что относительные моменты, имеющие обеспеченность 0,9986, в зоне перearмирования выше, чем по СНиП. Расхождение объясняется тем, что в работе [2] рассмотрен только коэффициент вариации прочности бетона $v_b=0,135$ и использована формула, которая по сравнению с зависимостями СНиП увеличивает предельную высоту сжатой зоны, что при перearмировании завышает несущую способность.

Несущая способность может иметь недостаточную обеспеченность во всех случаях, когда прочность конструкции

$v_b, \%$	K_T
5	81/84*
6	82/86
7	84/88
8	85/91
9	86/94
10	88/97
11	90/100
12	93/103
13	100/106
14	103/110
15	109/114
16	115/118
17	122/122
18	130/126
19	—/131

* Перед чертой — значения K_T , отвечающие сформулированным условиям; после черты — значения K_T в ГОСТ 18105.1—80 при двух сериях контрольных образцов, что чаще всего встречается на практике.

По сравнению с приведенными в работе [3] значения K_T увеличиваются при $v_b \geq 0,15$. Максимально возможный коэффициент вариации предлагается принять равным 0,18, поскольку при $v_b=0,19$ и $v_b=0,2$ значения K_T получаются очень большими.

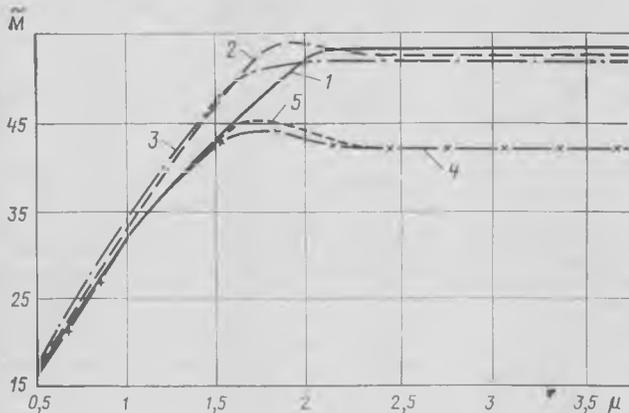
Как показал анализ опытных данных, расчетное сопротивление арматурной стали также имеет обеспеченность не ниже 0,9986. Это позволяет регулировать надежность конструкций. В тех конструкциях, несущая способность которых определяется работой нескольких материалов (бетоном, растянутой и сжатой, напрягаемой и ненапрягаемой арматурой), обеспеченность несущей способности более 0,9986. В этом случае можно, учитывая малую вероятность одновременного неблагоприятного сочетания свойств нескольких материалов, повысить несущую способность конструкций, введя коэффициент сочетания свойств материалов $K_{см}$ [4]. В результате обеспеченность несущей способности будет $\approx 0,9986$. Можно также ввести коэффициент ответственности конструкций k_n , понижающий или повышающий обеспеченность несущей способности по сравнению со значением 0,9986.

Вывод

Реализация изложенных предложений позволит усовершенствовать стандарт на контроль прочности бетонов, устраняя недостаточную обеспеченность расчетного сопротивления бетона при высоких значениях v_b . Это даст возможность регулировать надежность железобетонных конструкций при проектировании, приведет к существенному снижению материалоемкости и стоимости объектов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Краковский М. Б. Учет условий надежности при расчете железобетонных конструкций. — Бетон и железобетон, 1983, № 4.
- Резервы прочности нормальных сечений ригелей перекрытий многоэтажных зданий / Н. Н. Складнев, Ф. Э. Дрейер, А. С. Семченков, А. Ф. Кутовой. — Бетон и железобетон, 1983, № 4.
- Совершенствование статистического контроля прочности бетона / А. А. Гвоздев, М. Б. Краковский, М. И. Бруссер и др. — Бетон и железобетон, 1984, № 4.
- Краковский М. Б., Сегалов А. Е. О возможности введения коэффициентов сочетаний свойств материалов при расчете конструкций. — В сб.: Проблемы оптимизации и надежности в строительной механике. Тезисы докладов Всесоюзной конференции / НТО Стройиндустрия. — М.: Стройиздат, 1983.



Зависимость \bar{M} от μ в изгибаемом железобетонном элементе прямоугольного сечения

1 — детерминистический расчет по СНиП; вероятностные расчеты: 2 — $v_a=0,056$; $v_b=0,127$; $P_a=P_b=P_M=0,9986$; 3 — $v_a=0,1$; $v_b=0,2$; $P_a=0,9938$; $P_b=0,991$; $P_M=0,991$; 4 — $v_a=0,1$; $v_b=0,2$; $P_a=0,9938$; $P_b=0,991$; $P_M=0,9986$; 5 — $v_a=0,056$; $v_b=0,2$; $P_a=0,9938$; $P_b=0,991$; $P_M=0,9986$

арматуры $v_a=0,06$. Вычисления проводили при $1,5 \leq \mu \leq 2,25$. При указанных значениях μ моменты \bar{M}_{50} незначительно превышают \bar{M}_{40} , т. е. отмеченное снижение несущей способности ($\bar{M}_{40} < \bar{M}_1$) объясняется, в основном, большим коэффициентом вариации призматической прочности бетона v_b .

Интересно также проследить за изменением обеспеченности момента \bar{M}_1 , полученного по СНиП в зоне близкой к перearмированию и при перearмировании. При высокой однородности прочности материалов (малых коэффициентах вариации v_a и v_b) из распределения случайной величины \bar{M}_2 получаем, что обеспеченность момента \bar{M}_1 близка к 0,999. При низкой однородности обоих материалов или только одного бетона из распределения случайных величин \bar{M}_3 и \bar{M}_4 получаем, что обеспеченность момента \bar{M}_1 снижается и составляет около 0,99. Такая обеспеченность недостаточна и необходимо предусмотреть меры по ее повышению.

Полученные результаты имеют ясный физический смысл. В зоне перearмирования прочность изгибаемого элемента зависит только от прочности бетона.

зависит, в основном, от прочности одного материала, а расчетное сопротивление этого материала имеет малую обеспеченность. Это, в частности, весьма ответственные внецентренно-сжатые элементы с малыми эксцентриситетами при большом v_b и невысоком проценте армирования.

Для исключения указанных неблагоприятных ситуаций предлагается в ГОСТ 18105 назначать требуемого прочность из условия обеспеченности расчетного сопротивления $\geq 0,9986$; одновременно обеспеченность нормативного сопротивления должна составлять не менее 0,95. Последнее условие оказывается решающим при $v_b < 0,135$ для тяжелых и легких бетонов на пористом заполнителе и при $v_b < 0,17$ для ячеистых бетонов. Специальными расчетами установлено, что в этом случае требуемую прочность можно снизить на 5%. При этом обеспеченность величин, характеризующих несущую способность и пригодность железобетонных конструкций к нормальной эксплуатации, практически остается без изменений.

Для тяжелых и легких бетонов на пористых заполнителях предлагаются следующие значения коэффициентов требуемой прочности:

Частотный прибор АП-12

В технологии изготовления преднапряженных железобетонных конструкций получают распространение методы и средства контроля напряжений непосредственно в натянутой арматуре. Они используются при отладке технологического режима натяжения, а также для систематического производственного контроля.

Одним из указанных методов является частотный метод контроля, основанный на импульсном возбуждении свободных колебаний натянутой арматуры и измерении их частоты f или периода $T=1/f$.

Известно, что напряжение σ натянутой струны (при длине l и плотности ρ материала) связано с частотой f ее свободных колебаний функциональной зависимостью:

$$\sigma = 4 \rho f^2 l^2, \quad (1)$$

что служит физической основой применения рассматриваемого метода для контроля напряжений в арматуре.

Однако зависимость (1) не учитывает реальной жесткости арматуры, при расчете σ по измеренным значениям f она дает завышенные величины. Поэтому при использовании частотного метода (так же как и при использовании метода механической оттяжки арматуры) рекомендовалось предварительно устанавливать градуировочные зависимости для каждого вида и диаметра арматуры, для чего необходимы специальные натяжные стенды [1]. Это лишило частотный метод, для реализации которого в течение ряда лет серийно выпускался прибор ИПН-7, основного его преимущества. Кроме того, прибор ИПН-7 не удовлетворял современным метрологическим и эксплуатационным характеристикам: погрешность измерения частоты собственных колебаний арматуры достигала в инфразвуковой части диапазона значения $\pm 5\%$, необходимость ручного удерживания оператором индуктивного преобразователя прибора вблизи натянутой арматуры не обеспечивало безопасности измерений.

Комплексные исследования и разработки, выполненные в НИИСК Госстроя СССР, ВНИИСК Минприбора и ВНИИФТРИ Госстандарта СССР, позволили создать [2] усовершенствованный частотный прибор, удовлетворяющий современным требованиям.

Новый прибор ГСП АП-12 измеряет не частоту, а период основного тона свободных колебаний арматуры, что повышает точность измерений в низкочастотном диапазоне*. Другие технические решения, использованные при его разработке, обеспечивают селекцию начального нестационарного процесса при импульсном возбуждении колебаний арматуры и автоматическую настройку полосового фильтра прибора на основной тон ее колебаний, исключаящую искажения формы колебаний от наложения высших тонов.

Пьезоэлектрический преобразователь прибора предварительно закрепляется на контролируемой арматуре с помощью постоянных магнитов, что обеспечивает безопасность измерений.



Рис. 1. Общий вид прибора

Прибор ГСП АП-12 разработан на современной элементной базе с использованием преимущественно интегральных микросхем. В нем предусмотрена цифровая индикация результатов измерения с дискретностью отсчета периода T основного тона колебаний арматуры 0,01 и 0,1 мс, а погрешность измерения T не превышает $\pm 1\%$. Электропитание автономное и весьма экономичное — комплект батарей из 8 элементов А343 обеспечивает работу прибора в течение 6 мес. Масса — около 2 кг, габариты 180×160×164 мм, масса преобразователя — 70 г. Общий вид прибора показан на рис. 1.

Для установления расчетной зависимости, связывающей частоту или период

* А. с. № 716026. Устройство для измерения напряжений преимущественно в арматуре железобетонных конструкций. С. И. Ногин, В. С. Голобородько, В. А. Сакун. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1980, № 6.

колебаний арматуры с напряжением, были проведены экспериментально-теоретические исследования. На основе решения задачи о свободных колебаниях растянутого стержня получена зависимость, в которой учтена реальная жесткость арматуры:

$$\sigma = \left(2lf \sqrt{\rho} - \frac{d}{2l} \sqrt{E_a} \right)^2, \quad (2)$$

где l — свободная длина арматуры; d — ее диаметр; E_a — модуль упругости.

Зависимость (2) была упрощена, при принятии для всех видов арматурных сталей одного значения модуля упругости $E_a=2 \cdot 10^5$ МПа и плотности стали $\rho=7,85$ г/см³:

$$\sigma = 3,2 \left(\frac{l}{T} - 12,5 \frac{d}{l} \right)^2. \quad (3)$$

Поскольку преобразователь прибора АП-12 крепится на арматуре, зависимость (3) необходимо было скорректировать с учетом влияния присоединенной массы на частоту ее колебаний. Было показано, что это влияние эквивалентно увеличению свободной длины l на величину l' . Значение «удлиняющей» добавки l' зависит от диаметра d арматуры:

$$l' = 4 m_n / \rho \pi d^2,$$

где m_n — масса преобразователя, г; ρ — плотность стали, г/см³.

Основой метрологического обеспечения прибора АП-12 является созданный в НИИСК стенд для воспроизведения единицы силы при натяжении арматуры, аттестованный Госстандартом СССР как образцовый. Стенд обеспечивает воспроизведение силы натяжения арматуры в диапазоне 10...350 кН с погрешностью не более $\pm 1\%$. Сопоставление полученных прибором АП-12 значений σ в арматуре с установленными на образцовом стенде показали, что для всех ее видов (проволочной, стержневой, канатной) погрешность измерения σ при $l \geq 3$ м лежит в пределах, допускаемых ГОСТ 22362—77 (не превышает $\pm 4\%$).

Образцовый стенд используется заводом-изготовителем при проведении периодических испытаний приборов. Для приемочных испытаний приборов и их проверки в процессе эксплуатации разработано малогабаритное электромагнитное устройство ПУ-1, обеспечивающее воспроизведение колебаний в диапазоне частот прибора. Это устройство входит в комплект поставки прибора.

Эксплуатация АП-12 на ряде предприятий стройиндустрии позволила накопить опыт контроля арматуры преднапряженных конструкций различных типов, уточнить методику проведения измерений, технико-экономический эффект. Важно было также оценить, в какой мере соблюдаются ограничивающие условия при использовании частотного метода (конт-

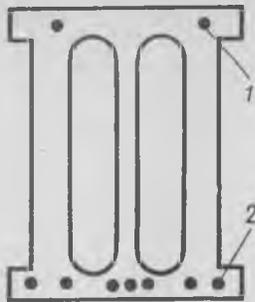


Рис. 2. Схема расположения напрягаемой арматуры пустотных плит типа СП-18

1—2 стержня класса А-V диаметром 16 мм; 2—7 стержня класса А-ШВ диаметром 28 мм

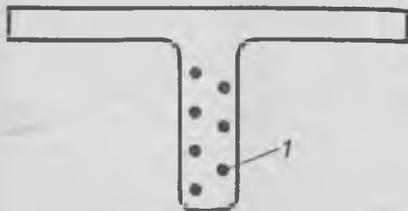


Рис. 3. Схема расположения напрягаемой арматуры ребристой панели серии 1-242-1

1—7 стержней класса А-IIIВ диаметром 18 мм

ролируемая арматура при колебаниях не должна касаться соседних стержней, закладных деталей, сеток, бортов форм и др.). Опыт показал, что при отработке методики контроля и проведении подготовительных работ измерения можно проводить в подавляющем большинстве случаев. Например, проводился контроль напряжения в арматуре плит СП-18 (рис. 2). В нижних стержнях контроль можно было проводить до установки диафрагмы, для контроля верхних двух стержней (после установки диафрагмы) необходимо было предварительно расширить отверстия в ней для пропуска стержней. Было установлено существенное снижение напряжения по сравнению с номинальным ($\sigma_{ном}$), обусловленное неисправностью натяжной станции.

При ограниченном доступе к арматуре отдельных изделий эти затруднения можно преодолеть путем закрепления на ней пьезопреобразователя в различных пространственных положениях. Несмотря на малый угол раскрытия бортов формы для панелей серии 1-242-1 (рис. 3), контроль напряжения можно было осуществить почти во всех (за исключением двух нижних) арматурных стержнях. Был зафиксирован уровень напряжения ниже допустимого минимального значения, причина которого — в плохой фиксации усилия натяжения на упорах с помощью гаек.

На одном из предприятий стройиндустрии при инспекционном контроле напряжения в арматуре пустотных настилов, натянутой электротермическим спо-

собом, было установлено, что напряжение в стержнях ниже допустимого минимального значения в 90% случаях. После корректировки длины заготовки контролируемое напряжение во всех стержнях соответствовало допустимому значению (600 ± 80) МПа.

Известно, что уровень контроля качества влияет на проектную эффективность и материалоемкость конструкций [3]. Такая зависимость отражена, например, в СНиП II-21-75, который предусматривает существенное увеличение расчетного сопротивления арматуры, если при упрочнении ее вытяжкой осуществляется одновременный контроль удлинения и напряжения. Использование для этой цели прибора АП-12 на заводе ЖБИ № 2 треста «Стройдеталь» в Киеве позволило скорректировать проектное армирование ребристых панелей серии 1-242-1 и сэкономить 30 т стали в год.

В ряде случаев экономия стали достигается путем устранения ее перерасхода. На Житомирском ДСК в связи с установленной по результатам испытаний нагружением недостаточной жесткостью преднапряженных плит перекрытий типа ПНС размером 3×6 м проектное армирование (13 стержней диаметром 14 мм и 3 стержня диаметром 10 мм, класса Ат-V) было признано недостаточным и увеличено на 1 стержень диаметром 14 и 3 стержня диаметром 10 мм. Контроль напряжений в арматурных стержнях, натянутых электротермическим способом, показал, что среднее значение напряжения составляет 65% номинального значения (660 МПа). По результатам измерений длина заготовок была скорректирована на 7 мм, что обеспечило в дальнейшем уровень напряжений, близкий к номинальному. Это позволило отказаться от дополнительной арматуры и исключить ее перерасход.

Как показал опыт, с помощью ГСП АП-12 на производстве целесообразно отладить технологические режимы натяжения арматуры. В последующем может быть установлен систематический контроль, объем которого определяется для каждого конкретного изделия. Подробные рекомендации по методике контроля приведены в [4].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дьяченко В. Т., Цимберг И. И., Гамус Л. А. и др. Стенд для градуировки приборов, контролирующих силу натяжения арматуры. — Бетон и железобетон, 1981, № 7.
2. Голобородько В. С., Ногин С. И., Бельдиман Н. Ф. Прибор для контроля напряжений в арматуре методом свободных колебаний. — Дефектоскопия, 1984, № 1.
3. Ногин С. И. Методы и приборы контроля качества железобетона. Серия Строительство и архитектура. — Киев, Об-во «Знание» УССР, 1980.
4. Ногин С. И., Голобородько В. С. Методические рекомендации по определению напряжений в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362-77 с помощью прибора ГСП АП-12. НИИСК, Киев, 1984.

Наши юбиляры

К 75-летию

А. М. Горшкова

Исполнилось 75 лет со дня рождения и 55 лет инженерной, научной и организаторской деятельности заслуженного строителя РСФСР, лауреата Государственной премии СССР и премий Совета Министров СССР, директора Научно-исследовательской лаборатории физико-химической механики материалов и технологических процессов Главмоспромстройматериалов, кандидата технических наук Алексея Матвеевича Горшкова.

Трудовая биография А. М. Горшкова началась в Особой Краснознаменной дальневосточной армии, куда он был направлен после окончания Московского Высшего строительного института на строительство оборонительных сооружений. Опыт организации военно-строительных работ, накопленный на Дальнем Востоке, был умело использован А. М. Горшковым в годы Великой Отечественной войны. Он служил в рядах действующей армии, руководил инженерной службой Московского укрепленного района.

После окончания Великой Отечественной войны А. М. Горшков как опытный специалист и организатор строительного дела направляется на восстановление разрушенных и строительство новых предприятий черной и цветной металлургии, химической и других отраслей народного хозяйства страны. Он работает начальником технического отдела, главным технологом и заместителем главного инженера Главного управления Наркомстроя, а затем Минметаллургмистра СССР, принимая непосредственное участие в решении сложных технических



вопросов, связанных с сооружением важнейших промышленных объектов.

Уже в эти годы проявилось, наряду с организаторским, инженерное и научное дарование А. М. Горшкова. В 1951 г. за участие в разработке и внедрении технологии производства преднапряженных напорных труб большого диаметра ему присуждается Государственная премия СССР.

А. М. Горшков внес значительный вклад в развитие индустриальной базы строительства в разработку и внедрение ряда новых прогрессивных решений в области промышленности сборного железобетона, возглавляя с 1957 г. технический отдел Главмоспромстройматериалов, а затем, с 1961 по 1973 г., ВНИИ-железобетон и Всесоюзное научно-производственное объединение Союзжелезобетон.

В 1973 г. А. М. Горшков назначается директором Научно-исследовательской лаборатории физико-химической механи-

ки материалов и технологических процессов. Под его руководством НИЛ ФХММ и ТП осуществил разработку и внедрение в промышленность ряда эффективных научно-технических новшеств в области производства сборного железобетона и других строительных материалов, обеспечивающих повышение качества продукции, снижение расхода трудовых и материально-энергетических ресурсов.

При непосредственном участии А. М. Горшкова были созданы новая технология и нестандартное оборудование для производства напорных труб со стальным сердечником, за разработку и освоение которой в 1976 г. ему была присуждена премия Совета Министров СССР. В 1982 г. он вместе с коллективом авторов удостоен премии Совета Министров СССР за работу по созданию технологических линий для изготовления высококачественных дорожных изделий из песчаного бетона.

За разработку и внедрение передовой

технологии А. М. Горшков был неоднократно награжден золотыми и серебряными медалями ВДНХ СССР.

Он является автором многих научных публикаций и изобретений.

А. М. Горшков ведет большую общественную работу: является членом редколлегий журналов «Бетон и железобетон» и «Промышленность строительных материалов Москвы», членом бюро Совета по координации научных исследований Госстроя СССР при НИИЖБ, руководителем секции сборного железобетона и строительных материалов Московского Дома научно-технической пропаганды имени Дзержинского и т. д.

За плодотворную научно-техническую, организаторскую и общественную деятельность и участие в Великой Отечественной войне А. М. Горшков награжден орденами и медалями.

Отмечая 75-летие А. М. Горшкова, желаем ему крепкого здоровья и дальнейших творческих успехов.

Хроника

Инженер, ученый, педагог

Исполнилось 100 лет со дня рождения доктора технических наук, профессора Петра Леонтьевича Пастернака.

П. Л. Пастернак родился в феврале 1885 г. в Одессе в семье преподавателя математики. В 1891 г. семья эмигрировала в Цюрих (Швейцария).

Начав свою инженерную практику в 1905 г. в качестве конструктора одной из швейцарских строительных фирм, П. Л. Пастернак после окончания в 1910 г. Цюрихского политехнического института целиком посвятил себя разработке и возведению железобетонных сооружений и решению комплекса теоретических и проектных задач, выдвинутых практикой широкого применения железобетона.

До начала двадцатых годов по проектам, разработанным П. Л. Пастернаком и при его непосредственном участии, был возведен ряд крупных для того времени железобетонных сооружений в городах Швейцарии, Франции и дореволюционной России. К их числу, в частности, относятся многопролетный неразрезной арочный мост с длиной речного пролета около 90 м в Берне, железобетонные конструкции общественных зданий в Женеве, монолитные рамные конструкции производственных зданий пролетом 18, 28 и 30 м в Пензе и Воронеже, сложные рамные и плитные фундаменты глубокого заложения для многоэтажного торгового здания в Петербурге и многие другие.

В этот период интенсивной проектной и производственной деятельности П. Л. Пастернаком была начата разработка

вопросов строительной механики железобетонных конструкций.

В 1922—1929 гг. П. Л. Пастернаком был подготовлен и опубликован ряд работ по механике стержневых систем, теории расчета оболочек с учетом специфики железобетона, по расчету и проектированию железобетонных цилиндрических резервуаров и других конструкций. В 1924 г. ему была присвоена ученая степень доктора технических наук за новые исследования в области расчета статически неопределимых стержневых и плоскостных систем, завершившиеся опубликованием в 1927 г. монографии, получившей широкую известность.

Еще в 1920 г. П. Л. Пастернак обратился из Швейцарии с письмом к В. И. Ленину, в котором была изложена подготовленная им программа организации инженерно-строительного образования на основе тесной связи учебного процесса со строительным производством и предложены свои услуги по ее реализации в нашей стране.

В 1929 г. П. Л. Пастернак был приглашен на работу в Советский Союз, где он начал свою деятельность в качестве технического руководителя и профессора учебно-производственного комбината, созданного по его предложению и по разработанной им программе для ускоренной подготовки инженерно-строительных кадров.

Все последующие годы своей жизни П. Л. Пастернак вел напряженную педагогическую, научно-исследовательскую и инженерную работу, возглавляя кафедру железобетонных конструкций в

Московском инженерно-строительном институте им. В. В. Куйбышева, а в послевоенное время — лабораторию железобетонных конструкций в НИИ по строительству. В течение этих лет он являлся главным конструктором и консультантом крупнейших проектных организаций, осуществлял авторское руководство проектированием многих железобетонных конструкций цехов Магнитогорского и Кузнецкого металлургических комбинатов, Камского бумажного комбината, большепролетного купольного покрытия оперного театра в Новосибирске, каркасов производственных зданий Уралмаша, ряда заводов в Иркутске, Свердловске, Орске, несущих конструкций крупных общественных и жилых зданий в Москве и других городах, консультировал проекты крупных железобетонных мостов через Волгу и Днепр, а также ряда важнейших гидротехнических сооружений.

Им были выполнены обширные работы в области расчета и проектирования комплексных конструкций сборных перекрытий, в том числе часторесбристых, совершенствования теории расчета предварительно напряженных конструкций. Значителен вклад П. Л. Пастернака в создание метода расчета железобетонных конструкций по разрушающим нагрузкам.

Много внимания было уделено в работах П. Л. Пастернака расчету железобетонных конструкций на упругом основании. Он усовершенствовал методику

Симпозиумы ФИП 1984 года

расчета балок на упругом основании с одним коэффициентом постели, предложил и разработал метод расчета балок на упругом основании с двумя коэффициентами постели. В этих работах интересно то, что теория расчета балок на упругом основании использовалась им не только для расчета фундаментов, но и при проектировании тонкостенных и стержневых железобетонных конструкций и их элементов, например резервуаров, пространственных рам и других стержневых систем.

Наиболее характерной чертой для его научной и инженерной деятельности являлось то, что, будучи крупным теоретиком, он всегда стремился к созданию и в области строительной механики, и в области железобетонных конструкций простых наглядных методов расчета и практических приемов конструирования, основанных на допущениях, не искажающих смысл явления и позволяющих получить наиболее экономичные решения с наименьшей затратой труда.

Представляется, что современное развитие вычислительной техники привело к тому, что приближенные методы расчета, в том числе предложенные П. Л. Пастернаком и широко реализованные им и его учениками, сейчас незаслуженно забыты. Известно, что, несмотря на наличие методов расчета, основанных на использовании вычислительной техники (их иногда неправильно называют «точными»), далеко не исчезла необходимость в приближенных, наглядных методах расчета.

Следует сказать, что краткий обзор опубликованных работ не дает полного представления о вкладе П. Л. Пастернака в развитие железобетона в нашей стране, так как писал он сравнительно мало. Однако его влияние на развитие железобетона проявлялось через его педагогическую деятельность, через работу его учеников и сотрудников, а также через свойственное ему активнейшее участие (в том числе в качестве председателя секции конструкций НТС НИИЖБ) в обсуждении всех узловых вопросов развития теории железобетона и железобетонных конструкций.

П. Л. Пастернак был опытным и образцовым воспитателем молодых инженеров и научных работников, многие из которых ныне работают в области железобетонных конструкций. Благодаря преданности делу своей жизни, природной отзывчивости и активности, высокой результативности научной и педагогической деятельности он пользовался необычайной популярностью и уважением среди инженеров-строителей нашей страны.

**Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ,
В. А. КЛЕВЦОВ,
доктора техн. наук, профессора**

В августе 1984 г. в Калгари (Канада) состоялось три симпозиума ФИП (Международной федерации по преднапряженному железобетону) по напорным емкостям и сосудам; строительству железобетонных сооружений для добычи нефти и газа в Арктических районах; конструкциям заводского изготовления. В работе симпозиумов приняло участие 549 делегатов из 41 страны всех континентов мира.

На первом симпозиуме представителями 10 стран было сделано 23 сообщения по проблемам исследования емкостей и резервуаров на натурных конструкциях и моделях, поведения применяемых в них материалов, конструктивные решения и особенности производства строительномонтажных работ при сооружении резервуаров для сжиженных газов, нефти, воды, а также специальных емкостей, используемых в энергетическом и химическом производстве, например, для хранения пара, горячего воздуха и т. п.

Несколько докладов было посвящено общим принципам конструирования и исследования работы резервуаров и материалов для них. Отмечены преимущества железобетонных емкостей по сравнению со стальными — долговечность, огнестойкость, способность выдерживать значительные перепады температур, динамические и сейсмические нагрузки, возможность выполнения подземных резервуаров, более высокая сопротивляемость усталостным явлениям, а также их недостаток — возможность утечки продукта через трещины и коррозию арматуры при хранении особо агрессивных жидкостей, более высокая первоначальная стоимость строительства, сложность соединения внутренней стальной облицовки с бетонными стенками и дном.

В этих докладах намечены основные пути дальнейшего совершенствования железобетонных резервуаров для сжиженных газов: введение в бетон высокоактивных пуццоланов (золы, кварцевой пыли), которые вместе с суперпластификаторами делают бетон не только влагонепроницаемым, но и паронепроницаемым и уменьшают вероятность коррозии арматурной стали; применение арматуры с эпоксидным покрытием, повышающим долговечность конструкции, особенно при воздействии солей и кислот; повышение уровня преднапряжения в арматуре и более широкое применение двухосного преднапряжения, влияющего на усталостную прочность бетона; уменьшение температурного градиента в толстой (более 1 м) стенке резервуара благодаря использованию крупнозернистого бетона, правильному выбору цемента, частичной замене цемента пуццолановыми заполнителями и теплоизоляции опалубки; применение конструкций из легкого

бетона с высокой стойкостью при ударах и циклических нагрузках.

Приведены примеры успешного внедрения железобетонных емкостей для различных целей, в том числе в энергетическом и химическом производствах. Так, определенное число резервуаров сооружается для хранения сжатого воздуха для газовых турбин; фирма Браун Бавари (ФРГ) возвела такой объект в Хандорфе, рассчитанный на давление 70 атм; для хранения горячей воды эта же фирма построила резервуар диаметром 33, высотой 38 м на внутреннее давление 68 атм. В ФРГ в течение 20 лет успешно эксплуатируется резервуар для хранения пара, необходимого для разогрева вязкой нефти.

Возможна замена стальных резервуаров железобетонными в тех областях промышленности, в которых ранее применяли исключительно стальные емкости. Так, используя высокие теплозащитные свойства бетона и возможность получения полимербетона с прочностью на сжатие 160—170 МПа, можно успешно сооружать железобетонные резервуары для хранения газов при высоком давлении (например, пропилена). В Австрии в течение 10 лет успешно эксплуатируют резервуары с расчетным давлением 98 атм и температурой 300°C. При этом 10 стальных емкостей для пропилена заменены тремя железобетонными на 5000 м³ каждая, рассчитанными на давление 39 атм и температуру +850°C. Резервуары имели стальную внутреннюю облицовку, теплоизоляцию между ней и бетоном, обеспечивающую нагрев бетона не выше +300°C.

Большое внимание на симпозиуме было уделено изотермическим резервуарам для хранения сжиженных природных газов (СПГ) при отрицательных температурах. За последние 30 лет в мире построено более 100 различных железобетонных изотермических резервуаров. Емкость самого крупного из них, построенного в США в 1975 г., составляет 144 тыс. м³. Имеется опыт длительной эксплуатации резервуара для сжиженного кислорода ($t = -162^\circ\text{C}$) емкостью 2650 м³, построенного в районе Чикаго в 1953 г., и резервуара емкостью 1600 м³ для жидкого азота ($t = -196^\circ\text{C}$) в районе Ренценхоффа (ФРГ), сооруженного в 1972 г. В районе Мюнхена (ФРГ) возведен резервуар для хранения СПГ емкостью 80 тыс. м³, высотой 41 м. Внутренняя емкость диаметром 62 м выполнена из стали, наружная — из монолитного преднапряженного железобетона толщиной 50 см. Теплоизоляция межстенного пространства трехслойная — пенополиуретан (снаружи), перлит и слой минеральных матов, обеспечиваю-

щих компенсацию температурных перемещений внутренней емкости по отношению к наружной. Теплоизоляция пространства между днищами внутренней и наружной емкости выполнена из пеностекла, а в зоне стенки — из газобетона. Два крупных криогенных резервуара емкостью 43 и 68 тыс. м³ построено в Японии.

Наряду с успешной эксплуатацией изотермических резервуаров имелись и случаи серьезных аварий. Например, известна авария крупного резервуара в США в 1973 г., когда взорвался газ, медленно проникавший через облицовку в пористый утеплитель. Подчеркивалось, что при проектировании резервуаров помимо основных нагрузок и воздействий, таких как температура хранения газа, гидростатическое давление, масса конструкций, влияние обсыпки, снег, ветер, нагрев солнцем, суточные колебания температуры, избыточное давление грунтовых вод, необходимо учитывать возможность авиационной катастрофы (падение самолета), возгорания продукта в резервуаре и пожара снаружи его, землетрясения, неравномерности осадки грунта в основании, наводнения, взрыва в промежутке между внутренним и наружным резервуаром или между резервуаром и ограждающей стенкой, а также ремонта конструкций. Учитывая требования непроницаемости к бетону при сооружении криогенных резервуаров, при бетонировании не допускаются усадочные трещины.

Последние 30 лет идет дискуссия о том, из чего целесообразнее строить резервуары для хранения нефти — из стали или железобетона. По мнению специалистов США, эффективнее преднапряженный железобетон. Резервуары из него можно применять для хранения авиационного бензина и реактивного топлива, если облицевать их изнутри стальной оболочкой толщиной 5 мм. Особое внимание было уделено строительству резервуаров для хранения нефти в экстремальных условиях (на Крайнем Севере и в странах с жарким климатом).

Для воды в настоящее время широко применяют полигональные в плане резервуары с напрягаемой арматурой, имеющей (или не имеющей) сцепление с бетоном, а также резервуары цилиндрической, конической и шаровой формы. Каплевидная форма резервуара наиболее рациональна с точки зрения ее работы при эксплуатации, но соорудить такой резервуар сложно. Несколько докладов было сделано о проектировании и строительстве защитных оболочек и реакторов АЭС. Был заслушан также доклад советских специалистов о преднапряженных силосах для хранения зерна.

На втором симпозиуме представителями 6 стран было сделано 13 докладов. В них были рассмотрены осуществленные проекты, а также воздействия окружающей среды и ледовых нагрузок на сооружения, предназначенные для эксплуатации в арктических условиях. Указывалось, что в районах Арктики предполагается наличие больших запасов нефти, находящихся в глубоких осадочных породах под морским дном. Установлено, что арктический лед может воздействовать на сооружение в виде протяженного ледового поля,

айсбергов, отдельных льдин, шуги, торов. Интенсивность нагрузки может достигать 1000 т/пог. м, давая суммарный уровень воздействия 100—200 тыс. т, которые передаются на фундамент в качестве сдвигающего усилия. Воздействия льда создают не только горизонтальные усилия, стремящиеся сдвинуть или опрокинуть сооружение, но и большие местные нагрузки. Материалы для арктических сооружений должны рассматриваться с точки зрения механической прочности, долговечности, воздействия низких температур, деформативности, прочности на истирание, сцепления со льдом, экономических показателей. Железобетон и, в частности, преднапряженный железобетон отвечают всем предъявляемым критериям. В докладах подчеркивалось, что большое преимущество будет иметь бетон с прочностью 50 МПа и выше. Насыщение арматурой будет достигать 1—2% в каждом направлении, что приведет к значительной густоте армирования и потребует применения подвижных бетонных смесей с суперпластификаторами и мелкозернистых бетонов с большим содержанием цемента. Бетон должен обладать необходимой морозостойкостью, особенно в зоне переменной ватерлинии, где он подвергается истирающему действию льда. Перспективным для морских арктических сооружений считается легкий бетон.

В докладах были приведены примеры возведения железобетонных платформ в районе Арктики. Так, в канадской части моря Бофорта, в заливе Гарсьют (устье р. Маккензи) установлены четыре железобетонных кессона высотой 11,5, шириной 16 и длиной 69 м, ооконтуривающих искусственный остров размером 100×100 м в плане. При массе 5300 т на армирование каждого кессона было израсходовано 1120 т арматуры; ее расход составил более 400 кг на 1 м³ бетона, т. е. в 4—5 раз выше, чем для армирования обычных железобетонных конструкций. Кессоны были построены в Ванкувере и доставлены в море Бофорта на расстояние более 4 тыс. км на специально буксируемой барже, где были установлены в июне 1981 г. на намытое песчаное основание диаметром 175 и высотой 17 м. Таким образом, при глубине воды 23 м кессоны выступают над поверхностью моря на 5,5 м. Прочность бетона с легкими заполнителями типа керамзита в возрасте 56 сут составила 60 МПа при плотности 1950 кг/м³. Защитные слои бетона для арматуры составляют 75 для наружных и 50 мм — для внутренних элементов кессонов. В течение 3 лет платформа нормально эксплуатировалась без каких-либо признаков разрушения и истирания бетона. Вторая железобетонная платформа в том же море была сооружена в 1983—1984 гг. Накопленный опыт позволяет успешно применять железобетон в сооружениях арктических нефтегазопромыслов.

На симпозиуме по заводскому изготовлению сборных преднапряженных и обычных конструкций представителями 14 стран было сделано 39 докладов. Наибольшее число докладов было посвящено производству, применению и проектированию преднапряженных многопустотных панелей, изготавливаемых на длинных стендах методом непрерывного формования. В мире ежегодно изготавливается по этой технологии 40 млн. м²

панелей. Пустотные панели, изготавливаемые методом непрерывного формования, в силу особенностей технологии изготовления имеют только продольную напрягаемую арматуру. В связи с этим многие исследования посвящены работе панелей на действие поперечных сил. Проанализировано большое число испытаний, даны рекомендации по расчету.

Большое внимание уделено также пространственной работе панелей в составе перекрытия: работе продольных швов между панелями при нагружении жесткого диска перекрытия горизонтальными силами, а также характеру распределения деформаций при воздействии на перекрытие из пустотных панелей сосредоточенной силы на свободном краю или в центре перекрытия, а также перекрытия при полосовой продольной нагрузке, приложенной к средней и крайней панелям. На основании теоретических решений, подкрепленных экспериментальными исследованиями, даны рекомендации по совместной работе пустотных панелей в составе перекрытия при значительном нагружении одной из них. Перераспределение усилий с одной панели на другую рекомендуется снижать на 25%, учитывая возможное некачественное заполнение шва между ними.

В преднапряженных многопустотных панелях пролетом 9—12 м, в частности в панелях безопалубочного формования, в связи с большим насыщением нижней зоны арматурой, при определенных условиях появляются горизонтальные трещины в средней части вертикальных ребер, которые разрушают изделия еще на стадии изготовления.

В Дельфтском технологическом университете были проведены исследования напряженного состояния торцов многопустотных панелей и выданы рекомендации о максимально возможной несущей способности панелей в зависимости от пролета, параметров сечения и количества напрягаемой арматуры в нижней зоне изделий. Однако без поперечной арматуры повысить несущую способность панелей невозможно. Для этой цели в США разработана технология их изготовления с поперечной арматурой, устанавливаемой в вертикальных ребрах в виде двухветвевых каркасов.

Наряду с этим были рассмотрены связи между торцами смежных панелей в перекрытии. Как правило, в шве между панелями закладываются арматурные стержни, идущие с одного ряда панелей в другой. Кроме того, в 2—3 местах по ширине панелей в верхней полке прорезают пазы, в которые закладывают стержни, а пустотный канал на длину около 1 м заполняют бетоном. В сообщениях освещен также вопрос о поведении опорных участков панелей, защемленных в стенах.

Значительная группа докладов охватывала материалы по преднапряженным шпалам. Наибольшее число шпал выпускает Советский Союз. Нагрузка на рельсы во всех странах Европы примерно одинакова, однако в США, Канаде и Австралии она в 1,5 раза больше. В докладах были представлены основные характеристики материалов (бетона и арматуры), применяемых для шпал, — их основные размеры, принципы проектирования и технология изготовления, различные способы крепления рельсов к шпалам и результаты испытания на дей-

ствии циклической нагрузки. Интересно, что в ФРГ, Канаде, Швеции и ЮАР проектная прочность бетона в шпалах принимается равной 60 МПа, в остальных странах 50, а в США свыше 70 МПа.

Сообщалось также об опыте использования преднапряженных плит для основания трамвайных путей. Плиты толщиной 18 см имеют продольные пазы, в которых резиновые рельсы расклиниваются резиновым жгутом. Ширина плит 180—220 см, длина до 6 м.

Представляет интерес сообщение об опыте изготовления и применения в Англии сборных фундаментных блоков стаканного типа, имеющих в плане очертание восьмиугольника. Фундаментный блок состоит из плиты, фундаментного стакана, стенки которого подперты восемью ребрами жесткости. Все элементы блока имеют армирование в виде сварных сеток. Фундаментные блоки используют для стоек и мачт линий электроосвещения, для колонн одноэтажных зданий, контактных линий железнодорожных путей. При использовании фундаментных блоков почти в 2 раза снижается трудоемкость работ. За 10 лет изготовлено и применено более 50 тыс. фундаментных блоков.

В докладах о преднапряженных забивных сваях отмечалось, что наибольшее распространение получили сваи сплошного квадратного и восьмигранного сечения как цельные, так и составные. В качестве напрягаемой продольной арматуры в них используют канаты диа-

метром 12 мм, а поперечное армирование выполняется, как правило, в виде спирали из проволоки различного диаметра. Практика применения таких свай показала, что при этом не требуется какой-либо другой косвенной арматуры (например, сеток) для восприятия местных ударных нагрузок. На концевых участках свай, в зоне действия больших изгибающих моментов и поперечных сил, шаг спирали учащен по сравнению с шагом в срединной части. В США получил также распространение способ армирования концевых участков двойной круговой спиралью.

Наряду с цельными сваями за рубежом широко используют составные. Например, в Швеции применяют цельные сваи длиной только до 14 м. При необходимости иметь сваи большей длины их стыкуют различными соединениями.

Были сделаны доклады о преднапряженных и обычных опорах и сваях из центрифугированного бетона. Центрифугированные опоры используют для телефонных линий и линий электропередач длиной 6—60 м.

Благодаря действию центробежных сил получается плотный бетон прочностью 70 МПа при прочности бетона на растяжение при изгибе 15 МПа. Диаметр поперечного сечения стоек колеблется от 9 до 300 см. Форма поперечного сечения стоек принимается цилиндрической или конической с линейно увеличивающимся диаметром, внешнее поперечное

сечение может быть кольцевым, шестиугольным, восьмиугольным или квадратным. По сравнению со стальными стойками, в железобетонных, в частности преднапряженных, достигается экономия стали до 60%.

Для коротких стоек принимается преднапряженное армирование на всю длину элемента, для данных — рационально смешанное армирование из канатной преднапряженной и ненапряженной стержневой арматуры.

Плотная и гладкая поверхность центрифугированного бетона хорошо сопротивляется климатическим коррозионным и огневым воздействиям и поэтому не требует эксплуатационных расходов на ремонт. Это особенно важно в местах с агрессивной средой: промышленных зонах, морях, пустынях и т. п.

На третьем симпозиуме были заслушаны также сообщения советских специалистов о прочности и трещиностойкости центрифугированных колонн одноэтажных промзданий, а также о применении многопустотных панелей в СССР.

Представленные на симпозиумах доклады опубликованы в трех томах на английском языке, ознакомиться с которыми можно во ВНИИИС (125047, Москва, ул. Горького, 38) и в НИИЖБ (109389, Москва, 2-я Институтская ул. 6).

К. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф.,
В. Г. КРАМАРЬ, канд. техн. наук

Международный симпозиум РИЛЕМ

В сентябре 1984 г. в Будапеште состоялся Международный симпозиум по теме «Длительные наблюдения над бетонными сооружениями».

Его целью являлся взаимобмен информацией, а также экспериментальными методами проведения наблюдений, разработкой и использованием соответствующего оборудования для теоретического прогнозирования жизнеспособности сооружений.

На симпозиуме было представлено и опубликовано 95 докладов от 27 стран, в том числе два доклада от Советского Союза. Работа симпозиума проходила по четырем секциям: обслуживание бетонных сооружений, оборудование и методы для длительных наблюдений, длительные наблюдения за мостами,

длительные наблюдения за зданиями и специальными сооружениями.

В прениях и дополнительных выступлениях участвовало около 50 человек, в том числе три представителя СССР. На первой секции выступил канд. техн. наук Е. Н. Малинский по теме «Влияние температурно-влажностных условий окружающей среды на качество бетона и состояние конструкций». На четвертой секции выступили представители Министерства связи СССР В. Н. Мисюлин с докладом «Длительные наблюдения за конструкциями 540-метровой железобетонной телебашни в Останкине (Москва)» и канд. техн. наук Г. А. Брикман по теме «Исследование влияния температурного фактора на перемещение ствола Оста-

кинской телебашни (Москва)».

Представленные работы, а также выступления в прениях представителей СССР вызвали большой интерес у участников симпозиума.

Работа симпозиума была плодотворной. В генеральных докладах и выступлениях его участников отмечалась необходимость обобщения результатов длительных наблюдений за бетонными и железобетонными сооружениями и разработки исследовательских методов их испытаний. Это требует более тесного международного сотрудничества и обмена информацией о результатах исследований, чему в немалой степени способствовал состоявшийся симпозиум.
О. П. КВИРИКАДЗЕ, канд. техн. наук,
член комитета РИЛЕМ

Передовой опыт ленинградцев

В Ленинграде по инициативе ГлавАПУ и строительных организаций города в сентябре 1984 г. открылась выставка, отражающая современный уровень строительной индустрии, которая разместилась в одном из крупнейших ленинградских выставочных павильонов и на открытой площадке. Разные строительные организации демонстрировали множество новых строительных материалов и изделий.

Большим вниманием среди специалистов пользуются прогрессивные типы пространственных конструкций, представленные Главзапстроем и ЛенЗНИИ-ЭПом. Это складчатые и сводчатые покрытия, а также плиты регулярной структуры из армоцементных элементов. Последние открывают большие возможности для унификации конструктивных элементов в зависимости не только от пролетов, но и схем опирания. Плиты регулярной структуры собирают из пирамидального элемента и ребристой плиты. Пирамидальный элемент представляет собой армоцементную квадратную в плане пирамиду с основанием $1,5 \times 1,5$ м, высотой 0,9 м и толщиной граней 15 мм. Формируют их методом вибролитья. Ребристые плиты имеют тот же размер. На специальном кондукторе элементы

собирают в блоки 3×9 или 3×12 м, которые объединяют на проектной отметке в необходимую пространственную конструкцию. Экономический эффект от применения таких конструкций составляет 11,56 на 1 м^2 площади пола.

Интересны и шатровые покрытия многоэтажных зданий, разработанные Главзапстроем. Их применение позволяет улучшить эксплуатационные качества зданий путем разряжения сетки колонн, уменьшить число фундаментов, снизить объем работ нулевого цикла, сократить до 22% число монтажных элементов и сократить трудозатраты до 5 тыс. чел.-дн.

Новинки технологии бетонирования и высокоэффективное оборудование представлены Ленинградским производственным строительно-монтажным объединением Главзапстроя. Среди них комбинированная фанерная опалубка со съёмными гибкими термовкладышами, дающая экономический эффект 1,92 р. на 1 м^3 бетона, термоопалубка многоцелевого назначения, отличающаяся тем, что ее днище одновременно является и электродом и диэлектрической прокладкой (достигается эконо-

номия 2,27 р. на 1 м^3 бетона, опалубочный деревянный щит с полосными электродами (с экономией 1,1 р. на 1 м^3), термоактивное гибкое покрытие с автоматическим регулированием режима обогрева для обработки поверхностей бетона и переносный комплексный пункт управления термообработкой.

Электропрогрев монолитных железобетонных конструкций с помощью изолированных проводов разработан институтом Главленинградинжстрой. В качестве проводника здесь используют стальную проволоку диаметром 2 мм, покрытую кабельным пластиком. Применение данного метода дает экономический эффект 4—5 р. на 1 м^3 бетона.

Главленинградстрой и другие организации показали макет устройства для бетонирования конструкций на пневмоопалубке. Такой способ позволяет в сравнительно короткий срок возводить большепролетные здания и мобильно перемещать устройство на новое место работ.

В. Г. ИСАЧЕНКО, арх.
В. В. ШИПОВ, инж.

УДК 624.012.042.6:620.17.171.3

Работа бетона и железобетона при кратковременном и длительном нагружениях

Повышению надежности строительных конструкций при эксплуатации во многом способствует знание нагрузок и изменчивости прочностных и деформативных свойств материалов. Большое внимание уделяется изучению работы конструкций при многократно повторяющихся нагрузках, особенно при уровнях, близких к разрушению.

Действующие нормы расчета строительных конструкций до сих пор не учитывают многократно повторное воздействие нагрузок, хотя иногда при эксплуатации, как показывает практика строительства, это приводит к снижению долговечности конструкций.

Рассмотрению проблемы малоцикловых нагружений в бетоне и железобетоне, изменчивости их прочностных и деформативных свойств, выработке единого подхода к малоцикловым нагружениям было посвящено Всесоюзное координационное совещание, проходившее в июне 1984 г. в Ровно. Совещание было организовано секцией № 1

теории железобетона научно-координационного совета по бетону и железобетону Госстроя СССР и Украинским институтом инженеров водного хозяйства. В работе совещания участвовало около 60 человек из научно-исследовательских и проектных организаций, учебных институтов из 17 городов страны.

С докладами выступили 45 специалистов, в дискуссиях приняли участие 13 человек. Совещание по проблеме малоцикловых нагружений в бетоне и железобетоне проводилось в нашей стране впервые.

Его задачей было выявление работ, проводимых по этой проблеме, их систематизация, выработка единой терминологии и определение задач в этой области на двенадцатую пятилетку. В выступлениях отмечалась важность проблемы, необходимость учета малоцикловых нагружений при расчетах обычных и преднапряженных конструкций, особенно во второй группе предельных состояний.

Участники совещания ознакомились с работами, проводимыми в этой области в НИС Гидропроекта, КИСИ и др. Интересны исследования АН ГССР, Львовского, Челябинского и Белорусского политехнических институтов, ЛИСИ, Самаркандского архитектурно-строительного института и др.

По заслушанным докладам и сообщениям было принято решение, в котором намечены основные пути решения проблемы малоцикловых нагружений, отмечена необходимость координации исследований в этой области. Ответственными за координацию исследований в области малоцикловых нагружений назначены КИСИ и Украинский институт инженеров водного хозяйства при общем руководстве НИИ-ЖБ.

С. М. КРЫЛОВ, зам. председателя
секции № 1, председатель
координационного совещания,
д-р техн. наук, проф.;
А. П. ПОГОРЕЛЯК, канд. техн. наук

О. ХЯМЯЛЯЙНЕН, инж. (А/О «Хака», Финляндия)

Бетонные работы в зимних условиях

Строительство в Финляндии осуществляется равномерно в течение круглого года, что способствует эффективному использованию всех ресурсов. Хорошо запроектированное и правильно осуществленное строительство в зимнее время увеличивает затраты при возведении жилых многоэтажных зданий в южной части Финляндии лишь на 1—5% по сравнению со строительством в летнее время. Эти дополнительные затраты значительно меньше, чем неиспользование ресурсов в зимнее время.

Один из наиболее важных этапов зимнего строительства — бетонные работы. Бетонирование в зимнее время следует тщательно проектировать и выполнять с тем, чтобы к моменту распалубки конструкций бетон приобрел требуемую прочность. При этом необходимо обеспечить как можно более короткие простои строительного оборудования, сокращая тем самым материальные затраты.

Для твердения бетона используются методы, которые обеспечивают приобретение им требуемой прочности через 16—64 ч. Это определяется односменной работой и скоростью передачи опалубки по объектам бетонирования. В ограждающих конструкциях, от которых требуется критическая прочность к моменту замерзания, распалубка осуществляется через 16 ч. Плиты, бетон которых к моменту распалубки должен приобрести 60% проектной прочности, распалубливаются по возможности через 16, 40 и 64 ч.

Распалубочная прочность бетона должна достигаться достаточно быстро для обеспечения большей оборачиваемости опалубки. Но при этом должна быть гарантирована и проектная прочность бетона.

Качество бетона, как правило, обеспечивается следующими мерами: — тщательным подбором состава бетона;

контролем температурного режима выдерживания бетона; предохранением бетона от преждевременного замерзания.

В финской практике зимнего бетонирования используются различные методы обогрева и защиты конструкций от быстрого остывания.

Широко применяется обогрев греющим проводом (рис. 1), который заключается в том, что в обогреваемую конструкцию до начала ее бетонирования устанавливается стальной провод в пластиковой оболочке, через который в процессе обогрева подается электрический ток напряжением 42 В.

Греющий провод должен выдерживать нагрузки, которым он подвергается во время бетонирования, противостоять воздействиям отрицательных и высоких положительных температур и обладать определенной упругостью. Для этой цели чаще всего используется стальная проволока диаметром 2 мм.

Греющий провод должен быть полностью скрыт в бетоне, чтобы обеспечить полную передачу ему тепла и свою сохранность. Для обеспечения равномерного прогрева необходимо использовать достаточно короткий меж-

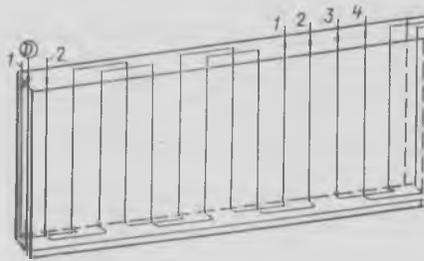


Рис. 2. Схема установки греющего провода в стене
D — запасной (дополнительный) провод

проволочный шаг. В формах, выполненных из пиломатериалов, рекомендуемый шаг — не более чем двухкратная толщина конструкции, или 30 см. Используемая мощность проволоки должна быть не более 100 Вт/м. В хорошо изолированных формах достаточно меньшая мощность (около 50 Вт/м). Для гарантии достаточного обогрева в каждой конструкции должна быть предусмотрена установка не менее двух греющих проводов (рис. 2).

Расчет греющих проводов выполняется по специальной инструкции.

Для обогрева бетона также широко применяется вертикальная и горизонтальная греющая опалубка. Она имеет встроенные нагреватели, на которые

подается электрический ток напряжением 380 В, а также теплоизоляцию от потерь тепла во внешнюю среду (рис. 3).

При обогреве такой опалубки используемая мощность для горизонтальных щитов составляет 200—250 Вт/м², а для обеих половин вертикальных — 150—200 Вт/м². Обогревающая мощность распределяется так, чтобы по краям конструкции она была выше, чем в центральной ее части.

Использование сетевого напряжения предполагает тщательное изготовление опалубки и применение необходимых защитных устройств. Также следует заботиться о технике безопасности — обогревательные кабели должны находиться на достаточном расстоянии от поверхности форм, чтобы гвозди, пропущенные через поверхность формы, не могли повредить кабель.

В теплоизолированной крупногабаритной опалубке с электрообогревом температуру бетона можно поднять до 60°C в течение 8 ч от момента его укладки. При этом достигается достаточная прочность бетона через 16 ч прогрева.

Формы без теплоизоляции подвергаются обогреву инфракрасным излучением. Наиболее распространенные финские системы обогрева инфракрасным излучением используют малогабаритные излучатели на сжиженном газе с суммарной мощностью 1...1,2 кВт/м². В данном способе обогреватели должны быть правильно направлены и расположены на оптимальном расстоянии от обогреваемого объекта (рис. 4).

Газ испаряется в емкостях и подается через предохранительные клапаны в соединяемую с помощью быстросоединяемых штуцеров сеть передачи и распределения. В каждом излучателе предусмотрен переключатель, который не допускает подачу газа в погасший излучатель (рис. 5).

При использовании инфракрасного излучения следует особо предотвратить излишнее высыхание бетона и тщательно защитить помещения, где находятся инфракрасные излучатели.

При инфракрасном обогреве достигается достаточная прочность бетона для распалубки конструкции через 16 ч. При этом температура бетона повышается до 60°C.

Для гарантии качества следует обратить особое внимание на качество используемого бетона и необходимо уточнить расчетами требуемую температуру выдерживания. Обеспечением равномерного остывания бетона исключается возникновение трещин при распалубке.

По расчету и использованию обогрева инфракрасными излучателями имеются специальные инструкции.

При возведении ряда конструкций используются тепляки. В этих случаях конструкция защищается сверху, а защитным брезентом или перегородкой ликвидируются воздушные потоки в пространстве под ней.

Для обогрева защищенного пространства используется воздухоподушки горячего воздуха, работающие на нефти, сжиженном газе или электроэнергии. Система обогрева пространства в тепляках является целесообразным решением, когда тепло может использо-

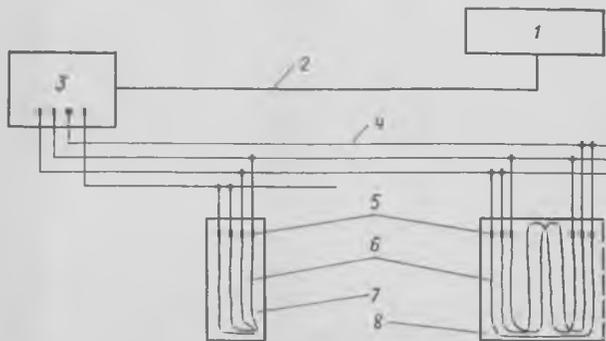


Рис. 1. Принципиальная схема обогрева греющим проводом
1 — электрический щит; 2 — провода сетевого напряжения; 3 — трансформатор; 4 — разводящие провода низкого напряжения; 5 — соединения греющего провода с подводящим; 6 — греющий провод; 7 — колонна; 8 — стена

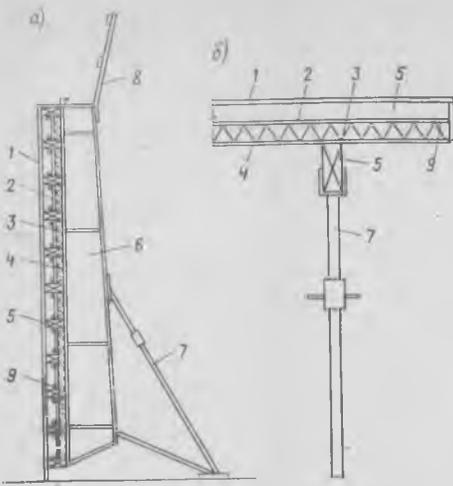


Рис. 3. Схема вертикальной и горизонтальной греющей опалубки

1 — фанера толщиной 12—15 мм; 2 — твердое покрытие; 3 — теплоизоляция толщиной 50—75 мм; 4 — оцинкованная листовая сталь; 5 — деревянные балки; 6 — стальная форма; 7 — опоры; 8 — поручень; 9 — греющий кабель

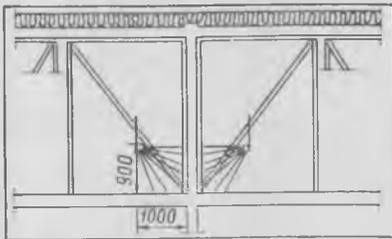


Рис. 4. Рекомендуемое направление нагревателей инфракрасного излучения при использовании стальных угловых форм

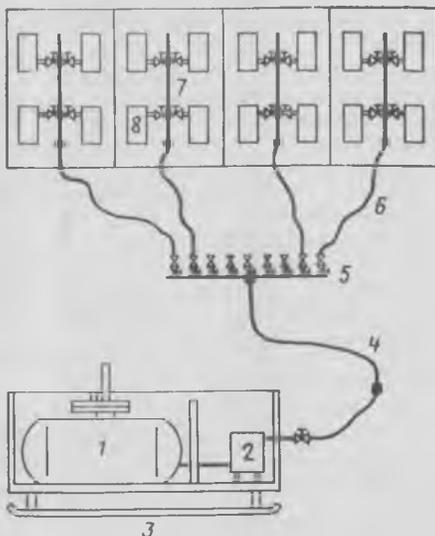


Рис. 5. Схема системы обогрева инфракрасным излучением на сжиженном газе

1 — емкость со сжиженным газом; 2 — испаритель газа; 3 — платформа; 4 — подводящий шланг; 5 — распределительная труба с предохранительными клапанами; 6 — сеть подачи газа; 7 — сеть распределения газа; 8 — инфракрасные излучатели

ваться также для обогрева других бетонных конструкций или отопления рабочих помещений.

При использовании системы обогрева пространства следует обеспечить отвод сернистых выхлопных газов наружу. Для достижения необходимых для обогрева пространства мощностей обычная электросеть часто недостаточна. При использовании нефти следует тщательно контролировать, чтобы она не попадала на поверхность бетонных конструкций. Удаление нефти с бетона, подлежащего дальнейшему окрашиванию или выравнивающей обработке, является весьма сложным мероприятием. С другой стороны, если нефть не удаляется с бетона, нанесенный в дальнейшем слой отделочного бетона или выравнивающего материала будет отваливаться. При использовании сжиженного газа необходимо следить за состоянием трубопроводов и горелок. Если используется сжиженный газ для обогрева бетона, целесообразно использовать ту же газопроводную сеть для отопления помещений.

На стройплощадках зимой используется также предварительно разогретая до 40°C бетонная смесь. При использовании опалубки с теплоизоляцией можно обойтись выдерживанием уложенного разогретого бетона без дополнительного обогрева при температуре наружного воздуха до -10°C. При этом в конструкциях стен и перекрытий обеспечивается достижение бетоном 60—80% проектной прочности, если применять бетон по прочности на один класс выше проектной прочности. Необходимое для выдерживания время составляет 16—40 ч.

Для сохранения пластических свойств бетона на время транспортировки и бетонирования используются добавки, замедляющие схватывание.

Использование разогретой смеси предполагает тщательную организацию работ на стройплощадке, так как бетон сохраняет свою пластичность относительно недолго.

Согласно принятому техническому решению, для приготовления разогретой бетонной смеси используется пар или горячая вода, а также предварительно нагретый каменный материал.

Если температура бетона по выходе с завода составляет 60°C, то при доставке на стройплощадку она снижается примерно на 5°C (время транспортировки менее 20 мин). Наибольшее падение температуры бетонной смеси происходит в период укладки и уплотнения, а также зависит от теплоемкости формы. Обычно температура после укладки равна 40—45°C. Тепло, выделяемое от гидратации цемента, поднимает температуру в хорошо защищенной и теплоизолированной конструкции снова почти до 60°C.

Используемый метод обогрева находится в зависимости от вида конструкции и используемой опалубки. Для каждого вида опалубки и конструкции существует присущий им наиболее эффективный способ обогрева.

Для конструкций фундаментов, а также для массивных бетонных конструкций используется, как правило, греющий провод. Этот метод применяется также для обогрева краевых зон конструкций, а также части конструк-

ций, которые легко подвергаются промерзанию. Альтернативно для конструкций фундаментов можно использовать разогретую бетонную смесь с эффективной защитой и частичным обогревом пространства.

Для каркасных конструкций жилых зданий используются греющие формы или угловые формы без теплоизоляции с обогревом инфракрасным излучением. При бетонных работах небольшого объема могут использоваться также неизолированные формы с обогревом пространства или греющим проводом.

В конструкциях высоких стен и колоннах чаще всего для прогрева бетона применяется греющий провод или предварительно разогретая бетонная смесь. Для обогрева плит высоких помещений применяются нагреватели инфракрасного излучения или устраивается тепляк. Помимо установленных в практике методов обогрева, могут использоваться и другие, которые, однако, сильно увеличивают затраты. Независимо от вида обогрева необходима эффективная защита теплоизоляцией бетонных поверхностей, соприкасающихся с наружным воздухом.

Используемые технические решения оказались приемлемыми в климатических условиях Финляндии. Ограничивающим фактором при зимнем строительстве являются не технические возможности, а условия для работы строителей. В Финляндии соблюдается в государственном масштабе так называемый морозный предел, ниже которого рабочие бригады прекращают работы. Морозный предел в приморских краях южной Финляндии составляет (-15)... (-18)°C, в районах северной Финляндии с континентальным климатом (-18)... (-22)°C.

От редакции. Методы выдерживания бетона монолитных конструкций, возводимых в зимних условиях, определяются в основном их видом, природно-климатическими условиями, имеющимися источниками энергии, электротехническим оборудованием и другими факторами. Поэтому ряд методов, широко практикуемых в Финляндии (например, обогрев греющим проводом), в нашей стране применяется весьма ограниченно, в то время как ряд других методов, широко используемых в СССР (например, электродный прогрев, применение предварительно электропрогретых смесей), почти не известны в Финляндии.

Безусловно, некоторые методы выдерживания бетона, описываемые в статье инж. О. Хямяляйнена, при грамотном их использовании могут найти более широкое применение в условиях отечественного строительства. Например, в связи с увеличением объемов строительства зданий из монолитного бетона неизбежно возрастает и объем использования инвентарных греющих форм.

Более подробная информация о некоторых методах выдерживания бетона, рассматриваемых в настоящей статье, опубликована в советско-финляндских «Рекомендациях по производству бетонных работ в зимних условиях» (НИИЖБ, М., 1979).

CONTENS

Krylov B. A., Sergeev K. I., Filatov V. P. Peculiarities of erection the cast-in-situ structures under below zero temperatures
Mazur I. I. Realization of grouting under columns in winter season
Arbeniev A. S., Molodin V. V. Joints grouting with electroheating of mix
Shpynova L. G., Fedun' B. V., Sanitsky M. A., Ostrovsky O. L., Shiyko O. Ya. Concrete with gypsumless portland cement hardening under below zero temperatures
Ivanova O. S., Fedorova G. D. Application of concrete with anti-freeze admixture in Yakutsk area
Solovjyanchik A. R., Velichko V. P. Concreting of sea pier structures under below zero temperatures of air and water
Krasnovsky B. M. Preliminary steam heating of concrete mixes in techniques of winter concreting
Koroleva G. P., Mukvich V. P. Making of cement-sand base for roads in winter conditions
Zubkov V. I., Lagoïda A. V. Prediction of concrete strength under concreting in winter season
Gryzlov V. S., Alexandrov S. E., Kaptyushina A. G., Krivolev P. A. Highstrength slag concrete with improved heat-reflecting properties
Timopheev Yu. L. Application experience of unified reinforced concrete 2T elements
Bulatov A. I., Vidovsky A. L. Stressing of concrete aggregate by cement stone
Pavlov V. I., Gevorkyan A. A. Influence of chloride sodium salts on gas concrete thermal conditions
Knigina G. I., Khasanova M. K., Kasyanova S. T. Use of mould box for front finishing of buildings
Mitus V. M., Nezgoda L. D. Production methods for ferropelite
Bruskov I. V., Budagyants L. I., Ivanov M. A., Chushkin A. P. Stressing concrete in foundation structures for turbo-generator
Shakhov I. I., Shcherbatyuk V. N. Beams strength along inclined srosssection undre heating
Guzeev T. A., Seilanov L. A. Kinetics of cracks development in cyclically freezeed flexural members
Gvozdev A. A., Krakovsky M. B., Brusser M. I., Igochin V. L., Dorf V. A. Dependence between statistical conrol of concrete strength and realiability of reinforced concrete structures
Nogin S. I., Goloborodko V. S. Frequency instrument AP-12

CONTENU

Krylov B. A., Serghéev K. I., Philatov V. P. Les particularités de la construction des structures monolithes sous les températures au-dessous de zéro
Mazour I. I. L'organisation de verses sous les colonnes pendant l'hiver
Arbenjev A. S., Molodine V. V. L'enrobage des jonctions avec électro-rechauffeur de mélange
Chpynova L. G., Phedoun B. V., Sanitsky M. A., Ostrovsky O. L., Chijko O. Ya. Le béton sur le ciment de portland sans gypse durcissant sous les températures au-dessous de zéro
Ivanova O. S., Phedorova G. D. L'application du béton avec des adjuvants anti-gels dans la région de Yakoutia
Solovjantchik A. R., Velitchko V. P. Le bétonnage des structures de quai de la mer sous les températures au-dessous de zéro de l'air et de l'eau
Krasnovsky B. M. Le pré-chauffage à la vapeur des bétons frais dans la technologie du bétonnage d'hiver
Koroleva G. P., Moukvitch V. P. La constructions des fondemets en ciment-sable pour les chaussées dans les conditions d'hiver
Zoubkov V. I., Lagoïda A. V. Le prédiction de la résistance du béton pendant le bétonnage d'hiver
Gryzlov V. S., Alexandrov S. E., Kaptyushina A. G., Krivolev P. A. Le béton de laitier à haute résistance avec les propriétés thermoisolantes élevées
Timofeev Yu. L. L'expérience de l'utilisation des éléments 2T unifiés produits en béton armé
Boulatov A. I., Vidovsky A. L. Le serrage par le ciment durci des agrégats dans le béton
Pavlov V. I., Ghevorkjan A. A. L'influence de chlorures de sodium sur la conductibilité thermique de gazobéton
Knighina G. I., Khassanova M. K., Kasyanova S. T. L'utilisation de châssis pour le finissage des façades des bâtiments
Mitous V. M., Nezgoda L. D. La technologie de la production d'armoperlite
Brouskov I. V., Boudaghjants L. I., Ivanov M. A., Tchouchkine A. P. Le béton contraint dans les structures de la fondation de turbogénérateur
Chakhov I. I., Chsherbatuk V. N. La résistance des poutres le long la section oblique sous le chauffage
Gouzeev E. A., Seylanov L. A. La cinétique de developpment des fissures dans les éléments sollicités en flexion et gèles cycliquement
Gvozdev A. A., Krakovsky M. B., Brusser M. I., Igochine V. L., Dorph V. A. Le rapport entre le contrôle statistique de la resistance du béton et la fiabilité des structures en béton armé
Noghine V. I., Goloborodko V. S. L'appareil de fréquence AII-12

INHALTSVERZEICHNIS

Krylow B. A., Sergejew K. I., Filatov W. P. Besonderheiten der Errichtung von monolithischen Konstruktionen unter negativen Temperaturen
Masur I. I. Einrichtung für Füllmaterial unter Stützen im Winter
Arbenjew A. S., Molodin W. W. Stossvermörtelung mit elektrischer Erwärmung des Gemisches
chpynoma L. G., Fedun' B. W., Sanitski M. A., Ostrowski O. L., Schijko O. Ja. Beton unter Anwendung von unter negativen Temperaturen zu erhärtendem Portlandzement ohne Gips
wanowa O. S., Fjodorowa G. D. Anwendung des Betons mit Frostschutzzusatzmitteln im Gebiet von Jakutsk
Solowjantschick A. P., Welitschko W. P. Betonierung von Konstruktionen des Meeresanlegekais unter negativen Luft- und-Wassertemperaturen
Krasnowski B. M. Vorläufige Dampferwärmung von Betonmischungen bei Technologie des Betonierens im Winter
Koroljowa G. P., Mukwitsch W. P. Ausbildung von Zement-Sand-Gründungen der Fahrbahnen im Winter
Subkow W. I., Lagojda A. W. Vorausbestimmung der Befestigkeit bei Betonieren im Winter
Gryslow W. S., Aleksandrow S. Je., Kapjuschina A. G., Kriwlew P. A. Hochfester Schlackenbeton mit erhöhten Wärmeschutzigenschaften
Timofejew Ju. L. Verwendungserfahrung von vereinheitlichten Doppel-T-Stahlbetonelementen
Bulatow A. I., Widowski A. L. Stauchung von Betonzuschlagstoffen mit Zementstein
Pawlow W. I., Geworkjan A. A. Einfluss on Chlorsalzen des Natriums auf Wärmeleitfähigkeit des Gasbetons
Knigina G. I., Chassanova M. K., Kasyanova S. T. Anwendung der Opoka für äussere Gebäudeverkleidung
Mitus Uw. M., Nezgoda L. D. Herstellungstechnologie des Armoperlits
Bruskow I. W., Budagjanz L. I., Iwanow M. A., Tschuschkin A. P. Quellbeton in Gründungskonstruktionen des Turbogenerators
Schachow I. I., Stscherbatjuck W. N. Festigkeit von Trägern nach geneigten Querschnitten bei Erwärmung
Gusejew Je. A., Sejlanow L. A. Entwicklungskinetik von Rissen in zyklisch einfrostharen auf Biegung beanspruchten Bauelementen
Gwozdew A. A., Krakowski M. B., Brusser M. I., Igoschin W. L., Dorf W. A. Verbindung der statistischen Kontrolle über Befestigkeit mit Sicherheit der Stahlbetonkonstruktionen.
Nogin O. I., Goloborodjko W. S. AP-12—Frequenzgerät

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костоюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухим, 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 *Л. А. Егорова*

Сдано в набор 14.01.85

Подписано в печать 18.02.85

T-02952

Формат 60x90%

Печать высокая

Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

Уч.-изд. л. 8,57

Тираж 14330

Зак. 4

Почтовый адрес редакции: 101442, Москва, ГСП-4, Каляевская, 23а Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

№ 1122512. Ярославский Промстройпроект. Ю. Г. Иванов, В. Я. Морев и М. Е. Сердюков. **Устройство для распалубки из формы строительных изделий.**

№ 1122513. Челябинский ПромстройНИИпроект. Г. Д. Алферов, В. Л. Вахтомин, А. А. Пау и др. **Форма кассетной установки для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1122514. Минский филиал КТБ Стройиндустрия. А. И. Ломако и В. Д. Недашковский. **Форма для изготовления безнапорных труб из бетонных смесей.**

№ 1122515. МИСИ. Н. Н. Данилов, С. М. Наумов и К. А. Гасанов. **Смеситель для приготовления строительных смесей.**

№ 1122637. СПКО Оргтехстром. А. Е. Гуревич, К. В. Розе, Ю. Г. Дудеров и Г. С. Штарх. **Сырьевая смесь для изготовления легкого бетона.**

№ 1122797. Горьковский инженерно-строительный ин-т. В. А. Гусев. **Узел соединения строительных конструкций.**

№ 1122801. Трест Мособлоргтехстрой. И. Ф. Пляскин и О. А. Хазин. **Опалубка.**

№ 42

№ 1123857. ПКБ Минсельстроя БССР. А. И. Бакиновский и Ю. В. Григорьев. **Форма для изготовления ребристых изделий из бетонных смесей.**

№ 1124124. Криворожский филиал ВНИИОМШС. И. А. Луценко. **Устройство для набрызга бетона.**

№ 43

№ 1125131. ВНПО Союзжелезобетон. С. Г. Румянцев, О. П. Анастасенко, В. В. Филиппов и др. **Устройство для изготовления контрольных образцов бетона при центрифугировании.**

№ 1125344. ЦНИИпромзданий. А. Я. Клебанов, Э. Н. Кодыш, А. А. Музыко и др. **Стыковое соединение ригеля с колонной.**

№ 1125347. Н. И. Мирошник, Н. Н. Мирошник, Ю. Т. Дьяченко и др. **Щитовая опалубка.**

№ 1125348. Донецкий ПромстройНИИпроект. В. В. Гончаренко, Н. А. Кратт, В. Я. Осипова и Р. И. Шнейдер. **Способ усиления пролетных конструкций.**

№ 44

№ 1126443. М. Н. Собенников. **Конвейерная линия для изготовления многослойных строительных изделий.**

№ 1126445. Казахское ремонтно-строительное управление Казсоветкурорта. В. А. Уфимцев, В. В. Вуйко, А. Г. Чуланов и др. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1126555. Ташкентский ин-т инженеров железнодорожного транспорта и Кемеровский НИИ химической промышленности. М. К. Тахиров, М. З. Усов, Р. Т. Абдукалимов и др. **Бетонная смесь.**

№ 1126555. НИИ сейсмостойкого строительства. И. Сапарлыев, К. Ч. Чочщшиев, Э. Хабыев и др. **Полимербетонная смесь.**

№ 1126676. НИИ автоматизированных систем планирования и управления в строительстве и Главное управление Киевпроекта. Е. П. Дуброва, Л. П. Тимофеенко, В. И. Щербина и И. П. Гордеев. **Способ возведения многоэтажного здания методом подъема этажей.**

№ 1126678. Полтавский инженерно-строительный ин-т. М. А. Коршунов, И. Ф. Баленко и В. К. Федоренко. **Способ возведения зданий.**

№ 45

№ 1127771. Белорусский ин-т инженеров железнодорожного транспорта. В. Е. Иванов, В. В. Харитонов и В. Ф. Первушин. **Способ формования изделий выдавливанием пластичной массы через мундштук ленточного прессы.**

№ 1127774. НИИСМИ. М. Т. Ларионов, Э. П. Гельбарт, С. М. Лившиц и др. **Смеситель для приготовления гипсобетонных смесей.**

№ 1127869. ВНИИ цементной промышленности. Н. И. Ференс. **Установка для грануляции и охлаждения шлакового расплава.**

№ 1127878. Харьковский политехнический ин-т. Б. М. Радвинский, Г. Ф. Нескородов, Л. А. Герасимович и др. **Композиция для пропитки бетона.**

№ 1127955. МНИПИ сельстрой. **Секция железобетонного сборного здания.**

№ 1127960. Уральский электромеханический ин-т инженеров железнодорожного транспорта. Ф. И. Вилен. **Железобетонная балка.**

№ 1127961. Казанский инженерно-строительный ин-т. М. Г. Алтыкис, Р. Я. Сагитов, Р. З. Рахимов и др. **Арматура для бетона и способ ее изготовления.**

№ 46

№ 1129077. ЭКБ по железобетону. В. А. Зреляков, В. П. Захаров и Р. В. Вдовяк. **Устройство для извлечения отформованных изделий.**

№ 1129079. Черкасский отдел ПКБ НИИСП. Б. Р. Бойко и Н. И. Панкратов. **Кассетная установка для формования изделий из бетонных смесей.**

№ 1129190. МИСИ. Ю. Д. Чистов, А. В. Волженский, М. Я. Яковлева и др. **Бетонная смесь.**

№ 1129193. НИИ Главмосстроя. И. А. Рыбьев, И. А. Румянцева, Е. Ф. Файфман и Л. Ф. Жукова. **Способ изготовления плиты покрытия.**

№ 1129304. МИИТ. С. Д. Ковригин, А. С. Жиров, Б. Н. Шатнев и Х. З. Баширов. **Стеновое ограждение зданий с влажным режимом эксплуатации.**

№ 1129307. ЛИИЖТ. Ю. В. Гайдаров, В. Ф. Галаничев и М. М. Пейчев. **Блок покрытия.**

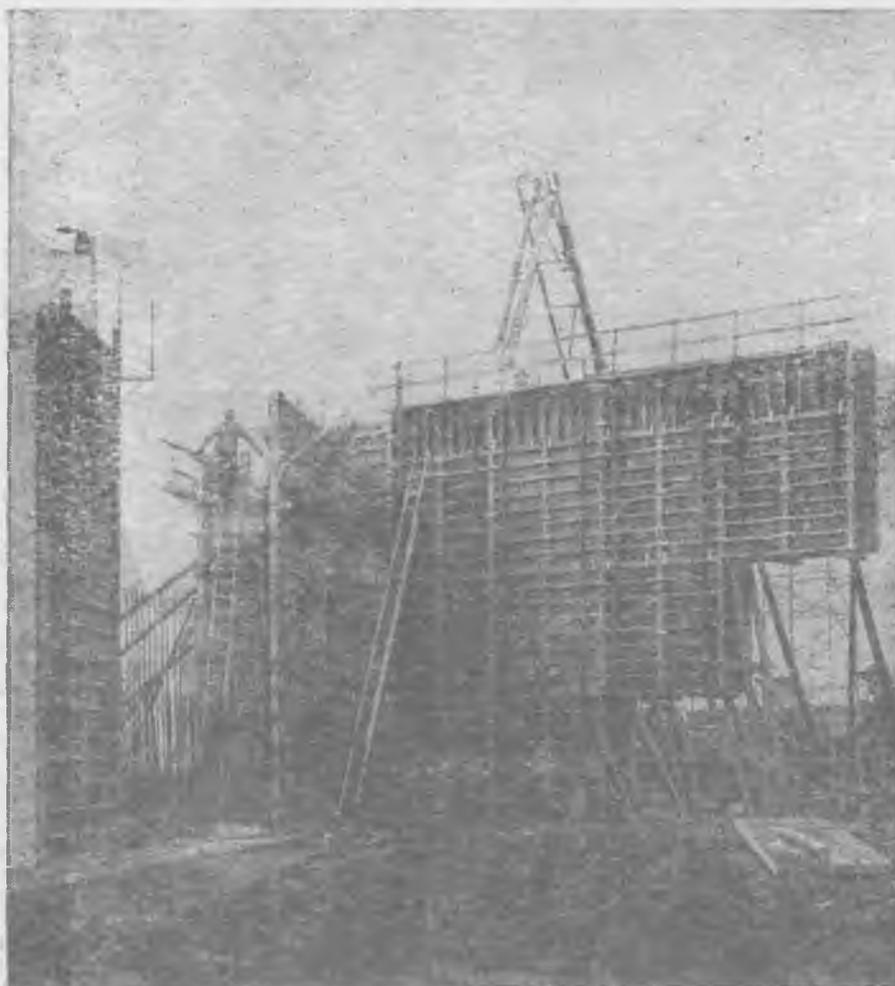
№ 1129308. МНИИЭП. Э. З. Жуковский, В. Ф. Шабля, Г. И. Акулов и др. **Пространственное покрытие многоугольных в плане зданий и сооружений.**

№ 1129310. ВНИИ теплоизоляционных и акустических строительных материалов и изделий.

А. Е. Биховский, А. А. Лаукайтис, А. Д. Пуйдокас и др. **Способ изготовления ячеистобетонной панели.**

№ 1129314. ЦНИИпромзданий. М. И. Повалаяев, А. М. Воронин, В. П. Миронов и др. **Строительная панель.**

№ 1129315. Киевский филиал КТБ Стройиндустрия. Ф. Т. Какоиченко, И. С. Котовский, А. Н. Скарлат и А. В. Шайдецкий. **Установка для электронагрева арматурных стержней.**



Парк "Сокольники", Москва,
павильон 4 А, стенд № 1412
19-27 марта 1985 г.

Приглашаем к информационному стенду по опалубке фирмы НОЕ!

Здесь, на выставке «Промышленность и техника Баден — Вюртемберга, земли Федеративной Республики Германии» мы показываем Вам примеры рационально выполненных программ — примеры высокого уровня наших опалубок, нашей технологии, нашего опыта. Будь то высотное строительство, шахтостроение, сооружение промышленных объектов или подводное строительство, изготовление деталей зданий или структурирование поверхности

бетона — фирма НОЕ всегда предложит оптимальное решение опалубки, предназначенное для данного конкретного случая. Грамотное проектирование и конструирование, интенсивные консультации и тщательный инструктаж — обязательные элементы службы сервиса фирмы НОЕ.

Где бы и что бы Вы ни строили, фирма НОЕ — Ваш надежный партнер. Мы рады Вашему визиту.

NOE — Schaltechnik GmbH
Kuntzestr. 72, 7334 Suesen
Телефон (07162), 131, телекс 727228
Федеративная Республика Германии



У нас Ваш бетон

Вологодская областная универсальная научная библиотека
в самой лучшей опалубке
www.booksite.ru