

ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1
1991



НИИЖБ Госстроя СССР (сектор сварки)

предлагает:

восстановление изношенных (непригодных к дальнейшему употреблению) электродов контактных точечных машин.

Сварочный участок НИИЖБа обеспечивает по договорным ценам: восстановление изношенных электродов контактных точечных машин в неограниченном количестве.

Срок службы восстановленных электродов, применяемых для сварки сеток из проволоки диаметром 3...6 мм и сеток (каркасов) из стержневой арматуры диаметром более 8 мм, по сравнению с медными электродами возрастает соответственно в 15...20 и 4...6 раз.

Потребление медного металлопроката снижается в 25...30 раз. Простой сварочных машин из-за необходимости смены электродов (в расчете на 1 тыс. т арматуры) сокращается со 130...150 до 14...40 ч, при этом общий экономический эффект составляет 490...600 р.

оказание услуг при освоении ванн способов сварки по ГОСТ 14098—85 и комбинированной сварки, обеспечивающей повышенную надежность (особенно для сейсмических районов) стыковых соединений арматуры железобетонных конструкций. При этом мы проводим обучение рабочих, комплектацию (в ограниченном количестве) их механизированным сварочным оборудованием, современным нормокомплектom сварщика, выполняем неразрушающий ультразвуковой контроль или обучаем дефектоскопистов заказчика с передачей ему приборов контроля.

Наши услуги, выполняемые по договорам, позволяют получить значительный экономический эффект и высокую надежность сварных соединений.

Обращаться можно по телефонам: 174-80-26, 174-85-93 и 174-83-61.

Содержание

Конструкции

- Гамбаров Г. А., Абулов А. Б.* Сталебетонная панель покрытия размером 3×18 м с полкой из гибкой железобетонной плиты 2
- Галустов К. З., Абаджян К. А., Павлов А. Б.* Железобетонные наплавные блок-модули тепловых электростанций 4
- Бердичевский Г. И., Будюк В. Д., Тур В. В.* Самонапряженные сборно-монолитные конструкции перекрытий 7
- Иссерс Ф. А., Вершинина Н. И., Палагин Н. Г.* Исследование совместной работы объемно-блочных стен силосов с безболтовыми стыками 9
- Шевченко Б. Н., Хусанов Э., Тарик К. Ю., Шевченко С. Б.* Напряженное состояние преднапряженных балок при высоких уровнях повторного нагружения 11
- Соскин Г. М., Карпов А. Н., Погорелов Б. А., Чернятин А. И., Хасанов Х. А.* Прочность фибробетонных водопропускных труб 14

Бетоны

- Малинский Е. Н., Мирзаев Ш. Р.* Гелиотермообработка конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона 16
- Ганага П. Н., Ареф Х., Бирюков А. Г.* Влияние возраста бетона на прочность и жесткость балок 20

Заводское производство

- Волков Л. А.* Новое оборудование для заводов КПД 22
- Минаков Ю. А., Данилов Н. Н., Наумов С. Н.* Технология возведения фундаментов в низковольтных термоактивных блок-формах 24

Арматура

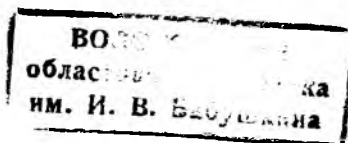
- Петрик В. М.* Малоцикловая долговечность арматурной стали при асимметрических нагружениях 27

В помощь проектировщику

- Краснощеков Ю. В., Мрачковский Л. И.* Работа ребристых плит в сборных железобетонных настилах 28

Библиография

- Хайдуков Г. К.* Новая книга 30



Сталебетонная панель покрытия размером 3×18 м с полкой из гибкой железобетонной пластины

В объединении Рязаньстрой Минсвезапстрой РСФСР широко используют тонкостенные конструкции из гибких железобетонных пластин. Из составных панелей-оболочек размером 3×12 м возводят покрытия зерно- и сенохранилищ, что существенно снижает их материалоемкость. Однако в процессе наладки их массового заводского производства обнаружили некоторые технологические сложности, связанные с необходимостью изготовления крупных (3×12 м) и очень тонких (32 мм) пластин с преднапряженной арматурой, располагаемой в двух направлениях строго по срединной плоскости.

В связи с этим в МИСИ разработали, а в объединении Рязаньстрой испытали сталебетонный вариант составной панели-оболочки, предназначенной для возведения легких покрытий промышленных и сельскохозяйственных зданий. Сталебетонные конструктивные системы обладают преимуществами железобетонных и металлических конструкций, имеют малую собственную массу и незначительный расход бетона, сниженный на 40...50 % расход металла. Экспериментальная сталебетонная панель-оболочка размером 3×18 м состояла из гибкой ненапряженной железобетонной пластины и металлической фермы с распорками (рис. 1). Тонкостенные железобетонные пластины, армированные сетками, как показал опыт изготовления экспериментальных образцов, значительно проще выпускать на стандартном технологическом оборудовании. Кроме того, в этом случае можно использовать пакетный многослойный способ производства пластин, что существенно повышает съем продукции с 1 м² производственной площади.

Сталебетонную панель-оболочку собрали из заранее изготовленной гибкой железобетонной пластины и легкой металлической фермы с криволинейным верхним поясом. При этом плоская железобетонная пластина, уложенная на верхний пояс фермы, искривлялась по нему под действием собственной массы и объединялась с фермой сваркой закладных деталей. Сборку па-

нели завершили установкой распорок, поддерживающих изогнутую пластину по длинным сторонам.

Собранную таким образом панель в целом можно рассматривать как пространственную конструкцию, а изогнутую железобетонную пластину — как пологую цилиндрическую оболочку с центрально расположенным ребром конечной жесткости, опертую в точках на упругоподатливые опоры и по линиям в торцах на подстропильные конструкции. Надежное крепление железобетонной пластины к верхнему поясу

фермы дает возможность рассматривать их как составной стержень.

Плита панели представляла собой слабоексонированную железобетонную пластину, армированную сетками из проволоки $\varnothing 5$ Вр-I и арматурными каркасами из стержневой арматуры диаметром 8 и 12 мм класса А-III, выполненную из бетона класса В30 с крупным заполнителем фракций 5...10 мм. В кессонах толщина пластины составляла 30, между кессонами — 70 мм. Приведенная толщина плиты не превышала 30 мм. В качестве закладных деталей, обеспечивающих крепление пластины к верхнему поясу фермы и распоркам, а также для транспортировки пластины к месту сборки использовали отрезки труб с пропущенными через них арматурными стержнями каркасов. Для объединения пластин по длинным сторонам предусмотрены пластинчатые закладные детали, прикрепленные к контурным арматурным стержням.

Пластины для экспериментальных сталебетонных панелей готовили на 36-метровом металлическом стенде

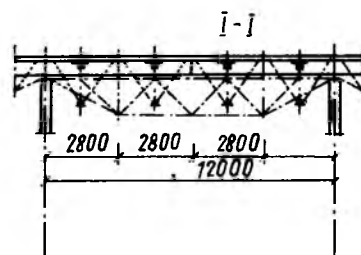
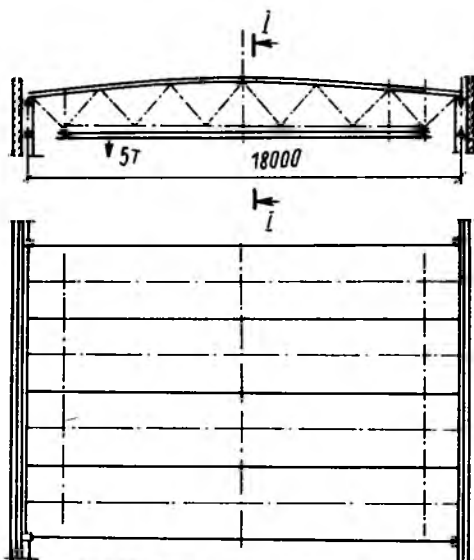


Рис. 1. Фрагмент пространственного покрытия из сталебетонных панель-оболочек

Рис. 2. Транспортирование железобетонной пластины размером 3×18 м к месту сборки



с расположенными на его поверхности кессонообразователями. Бетон укладывали вручную, уплотняя его виброрейкой, передвигаемой по бортоснастке. Проектное положение арматурных каркасов между кессонами обеспечивали закладные детали из отрезков труб, касающиеся плоскости стенда, а сетки фиксировали каркасами, на которых они лежали. Термовлажностную обработку отформованных пластин проводили в течение 10 ч под брезентом, подавая под него пар и одновременно подогревая стенд. Готовые пластины транспортировали к месту сборки панелей с помощью балансирующей траверсы за шесть пар точек (рис. 2).

Ферму и распорки готовили на экспериментально-ремонтном механическом заводе объединения Рязаньстрой из уголкового стали. Значительные дефекты пришлось устранять в процессе сборки панелей. Так, с большими отклонениями от рабочих чертежей с точки зрения геометрии были выполнены верхние пояса ферм, что в дальнейшем сказалось на работе одной экспериментальной панели-оболочки.

Панель-оболочку рассчитывали на полезную нагрузку $3,5 \text{ кН/м}^2$. Работоспособность изогнутой панели-оболочки под действием нагрузки определяли исходя из упругой стадии ее работы, как пологой цилиндрической оболочки с ребром конечной жесткости. Панель испытывали по балочной схеме с одной подвижной опорой под действием статической равномерно распределенной нагрузки. Для фиксации вертикальных перемещений по краям плиты через равные расстояния (1,5 м) укрепляли вертикальные планки, имеющие в нижних частях измерительную шкалу с ценой деления 1 мм. Три вертикальные планки устанавливали на нижнем поясе фермы в характерных точках. В процессе испытания по этим планкам с помощью нивелира снимали значения вертикальных перемещений панели-оболочки по мере загрузки. Панели загружали железобетонными призмами, укладывая их по всей площади изогнутой плиты симметрично, начиная с торцов.

Первые трещины с раскрытием 0,2...0,3 мм в изогнутых плитах сталебетонных панелей, как правило, появлялись не при эксплуатационных, а при расчетных нагрузках $4,5...5 \text{ кН/м}^2$ (с учетом собственной массы) по линиям опирания плит на металлические фермы на приопорных участках в 2,5...3 м от торцов панелей (исключение составила ранняя трещина в плите образца панели-оболочки с дефектной фермой).

При нагрузках $4,5...5 \text{ кН/м}^2$ (V этап испытания) перемещения краев плит на расстоянии 2,5 м от торца панелей

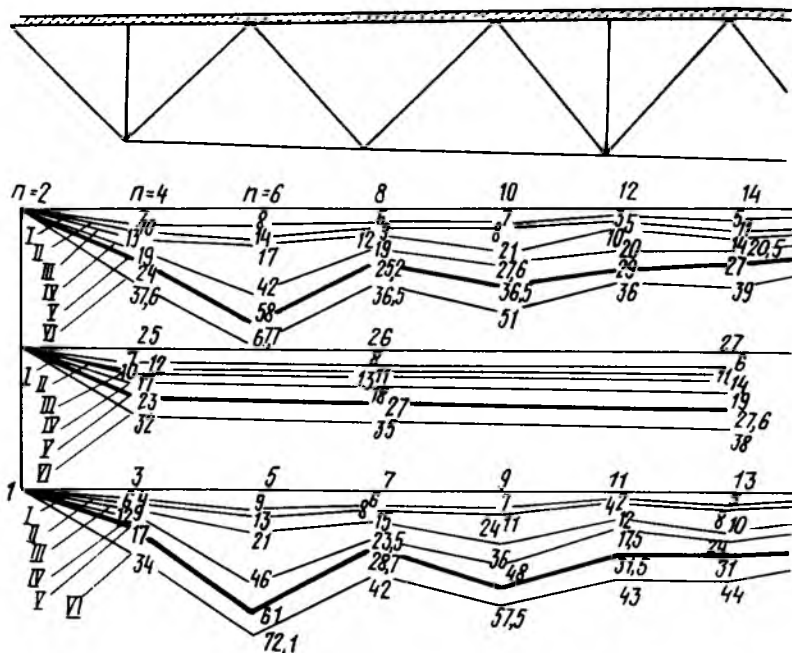


Рис. 3. Вертикальные перемещения изогнутой пластины панели-оболочки в процессе испытания

I—IV — этапы загрузки; цифрами на ломаных линиях обозначены вертикальные перемещения плиты, мм

по отношению к месту их опирания на ферму в среднем составили 22 мм ($1/54$ консольного выноса плиты), в то время как в середине пролета они были равны ~ 3 мм ($1/460$ консольного выноса). Прогиб панелей-оболочек в середине пролета на IV этапе испытания в среднем составлял 19...22 мм ($L=0,001$).

Существенная разница в перемещениях краев приопорных участков плит панелей, по сравнению с перемещениями краев в середине пролета, свидетельствует о пространственной работе конструкции в целом и значительном влиянии на работу панели-оболочки жесткости ее ребра, в данном случае металлической фермы (рис. 3). Последующие этапы испытания панелей-оболочек сопровождались раскрытием трещин и их все большим распространением по длине плиты к середине. На последних этапах при нагрузке $7,8...8 \text{ кН/м}^2$, или 1,7 расчетной перемещения краев изогнутых железобетонных плит панелей-оболочек приобретали незатухающий характер. Испытания завершились тем, что плиты панелей, значительно прогибаясь на приопорных участках между распорками, опирались на страховочные устройства без значительных разрушений бетона в местах наибольших перемещений мягко, при этом каких-либо разрушений и потери устойчивости в элементах ферм и распорок не обнаружено.

Исследования экспериментальных образцов сталебетонных панелей-оболочек статической равномерно распределенной нагрузкой показали их доста-

точную прочность, трещиностойкость и жесткость под полезную нагрузку $3,5 \text{ кН/м}^2$ и возможность использования такого типа конструкций для создания легких пространственных покрытий зданий и сооружений пролетом 18 м. Кроме того, проведенные испытания подтвердили пространственную работу панелей как коротких цилиндрических оболочек, опертых по продольной оси, в торцах и в точках по боковым граням. Взаимного сдвига изогнутых пластин панелей по отношению к верхним поясам ферм даже на поздних этапах не обнаружено.

В результате установлена возможность массового изготовления панелей-оболочек в условиях завода и в постройных условиях, транспортировки длинных и тонких пластин с помощью балансирующей траверсы, укладки и изгиба пластин под действием собственной массы по криволинейным верхним поясам ферм.

Использование в сталебетонных панелях-оболочках ненапряженных железобетонных пластин существенно упрощает их изготовление, поскольку отпадает технологическая необходимость жесткой фиксации (2...3 мм) элементов преднапряженного каркаса по отношению к зеркалу стенда на длине 36 м. При выпуске ненапряженных пластин арматурные сетки могут по условиям технологии следовать за некоторыми плавными и незначительными перемещениями зеркала стенда, повторяя его рельеф, при этом арматурные сетки пластин сохраняют свое проектное положение по вертикали.

К. З. ГАЛУСТОВ, К. А. АБАДЖЯН, кандидаты техн. наук, А. Б. ПАВЛОВ,
инж. (НИС Гидропроекта)

Железобетонные наплавные блок-модули тепловых электростанций

В качестве одного из возможных средств основного прироста энергооборуженности народного хозяйства в ближайшие 5...10 лет следует рассматривать строительство тепловых электростанций (ТЭС) на углеводородном топливе — нефти, газе, угле. В наибольшей степени это относится к объектам в регионах с легко ранимой природой, суровыми климатическими условиями, кратким периодом теплого времени года при жестких сроках строительства [1...3]. Апробированная многими десятилетиями техника строительства и эксплуатации ТЭС продолжает развиваться.

К наиболее эффективным современным методам возведения энергетических объектов, например приливных электростанций, относится наплавной метод строительства, широко и успешно применяемый также и в нефтегазопромысле на шельфе [4, 5]. Однако в СССР этот метод для возведения ТЭС еще не использовали. Между тем, как показали обширные конструкторские разработки и исследования применительно к конкретным объектам, возведение ТЭС наплавным методом в отдельных случаях может быть эффективно.

Сущность наплавного метода состоит в изготовлении конструкции с технологическим оборудованием, например энергоустановки на прибрежной базе, доставке ее в готовом виде по воде буксировкой к месту строительства с использованием собственной плавучести и последующей балластировки при установке на грунт. Готовая к использованию конструкция-установка, называемая блок-модулем, может содержать в зависимости от типоразмера, мощности ТЭС практически весь комплекс основного оборудования или значительную часть главного корпуса, вмещающего паровой котел, турбогенераторы, насосы. В блок-модуле условно можно выделить наплавную несущую платформу (понтон) и верхнее строение (надстройку) с основным технологическим оборудованием ТЭС.

В описываемых ниже разработках рассмотрены варианты наплавных ТЭС различной мощности с платформой из железобетона, а также с блок-модулем,

в котором надстройка и платформа представляют собой единое целое.

Блок-модуль небольшой газотурбинной ТЭС (ГТЭС) мощностью 48 МВт включает четыре комплекса станции мощностью по 12 МВт, содержащих практически все основное технологическое оснащение (главный корпус с электрооборудованием). ГТЭС предназначена для эксплуатации в прибрежных районах Крайнего Севера, например, на п-ве Ямал.

Общая схема возведения блок-модуля включает изготовление и оснащение оборудованием в производственных условиях на одной из баз на побережье Балтики, буксировку по морю (каботажное плавание) к побережью Карского моря, установку на суше в некотором удалении от берега.

Рассмотрены три схемы блок-модуля с платформой из железобетона: замкнутая с надстройкой обычного типа — стальной каркас со стеновым заполнением, отдельные колонны, кровля обычного типа (рис. 1); открытая снизу (кесонная) с надстройкой обычного типа (рис. 2); кесонная, жестко связанная с надстройкой.

Габариты платформы, назначенные с учетом компоновки энергооборудования, составляют 116×22 м. Во всех трех схемах в качестве основы (платформы) блок-модуля был принят каркас из железобетона, включающий перекрытие пола (палубы), на котором размещена ГТЭС. Перекрытие подкреплено снизу поперечными и продольными ребрами (стенками), которые расположены так, чтобы основные нагрузки (от колонн и стен надстройки, от оборудования) приходились над ними. Платформа по схеме 1 имеет также днище, наличие которого позволяет получить в основе блок-модуля замкнутые отсеки-ячейки понтона, обеспечивающие необходимую плавучесть. В схемах 2 и 3 днище отсутствует, и плавучесть обеспечена опорой на сжатый под действием массы блок-модуля воздух. При этом предусмотрены воздухопроницаемость внешних стенок, а также подкачка воздуха. Несущие платформы обеспечивают временную плавучесть блок-модуля для доставки его на рейд с последую-

щей погрузкой на полупогружные суда типа «Траншельф» или лихтеровоз «Борис Полевой». После доставки к району размещения ГТЭС перемещение блок-модуля к берегу осуществляется в обратной последовательности.

Преимущество схем 2 и 3, помимо экономии бетона (суммарная масса блок-модулей 4433 т), состоит в простоте установки на многолетнемерзлом грунте. Схема 1 (масса блок-модуля 5200 т) обеспечивает более жесткую платформу, но характер взаимодействия с морскими волнами и соответственно основные нагрузки на блок-модуль носят принципиально иной характер, чем для схем 2 и 3. Все схемы удовлетворяют требованиям мореходности на выбранной трассе буксировки (стойчивость — в пределах нормы, осадка на спокойной воде 2,4...2,2 м).

Для схемы 1 в качестве критерия был принят расчет прочности блок-модуля, расположенного на волне длиной 76 и высотой 3,5 м. Исследование пространственного напряженно-деформированного состояния выполняли с использованием программно-вычислительного комплекса «ЛИРА».

Блок-модуль условно расчленили на 2890 конечных элементов размером 0,6...3,5 м в их плоскости и толщиной 0,15 м, равной толщине элементов конструкции. Колонны, балки и ригели надстройки были представлены стержнями, а заполнение каркаса было исключено. Каркас надстройки принят с жесткой заделкой в узлах соединения стержней. В тестовых сопоставительных расчетах установлено, что влияние жесткости каркасной надстройки незначительно, и основные расчеты выполняли без ее учета, т. е. рассматривали лишь платформу. В замкнутой платформе (схема 1) наибольшее напряжение растяжения (7,9 МПа) отмечено в днище вблизи середины, а наибольшее сжатие (9,2 МПа) — в палубной плите также вблизи середины. Напряженно-деформированное состояние на спокойной воде более благоприятно. Несущая способность конструкции, запроектированной из обычного железобетона с бетоном прочностью при сжатии 40 МПа, водонепроницаемостью W10 и морозо-

стойкостью F500, обеспечена армированием сталью класса А-III. Например, днище армировано стержнями диаметром 20 мм с шагом 200 мм. Сопоставительные расчеты платформ по схемам 2 и 3 без надстройки и с ней в виде сплошных бетонных стен высотой 3 м (до оконных проемов), представляющих единое целое с надстройкой, показали, что жесткость стен надстройки может снизить общую потребность в бетоне на 15...20 %. Если учесть жесткость всей надстройки с перекрытием кровлей, выполненной как единое целое с платформой, то экономия может повыситься. Это связано со значительно меньшей жесткостью собственно платформы по схемам 2 и 3.

Решить проблему энергообеспечения потребителей в прибрежных районах морей и крупных судоходных рек можно также с помощью ТЭС большой мощности, возводимых наплавным способом. Для этого элементы ТЭС, размещенные в обычных условиях в отдельных сооружениях, необходимо объединить в крупные блок-модули. Отдельные технологические единицы, соединенные техноло-

гическими, управленческими и контрольными связями, формируются в блок-модуль, включающий платформу, который является типовым блоком. Из совокупности таких блоков можно собрать ТЭС любой мощности. Выше приведен пример платформы с размещением на ней всей ТЭС небольшой мощности. Мощную ТЭС собирают из нескольких единичных блок-модулей, соединяемых в общий энергетический комплекс на месте эксплуатации. Такая ТЭС общей мощностью 860 МВт проектируется для прибрежных районов Ливии в Северной Африке (ТЭС «Зуэйтина»). Она включает четыре основных однотипных блок-модуля мощностью по 215 МВт. В них размещено наибольшее по массе и габаритам оборудование: паровые котлы, турбины, генераторы, подогреватели, насосы и т. д. Это оборудование является основой ТЭС, поэтому необходимо обеспечить минимальные протяженность технологических связей (трубопроводы, кабели) между ними и места их стыковки.

Конструкции надстройки выполнены как обычное промздание с несущим

металлокаркасом, сборными железобетонными стенами и перекрытиями. Длина блок-модуля составляет 123, ширина 42, максимальная высота 49,8 м. Общая нагрузка на платформу от оборудования и строительных конструкций составляет 15 040 т. Остальные (вспомогательные) блок-модули имеют меньшие грузогабаритные показатели.

Главным критерием, определяющим возможность перевозки блок-модулей на плавсредстве, является соотношение между грузоподъемностью плавсредства и массой платформы, а также соотношение между габаритами грузовой палубы и плавсредствами и платформой. Если эти соотношения не выдержаны, то платформа должна обладать собственной плавучестью и блок-модуль следует проектировать как морское судно самостоятельного плавания. Нагрузки и воздействия должны соответствовать трассе. Так, трасса для блок-модуля ТЭС «Зуэйтина»: Одесса — Ливия по Черному и Средиземному морям. Платформу с самостоятельной плавучестью целесообразно выполнять из железобетона, так как на месте

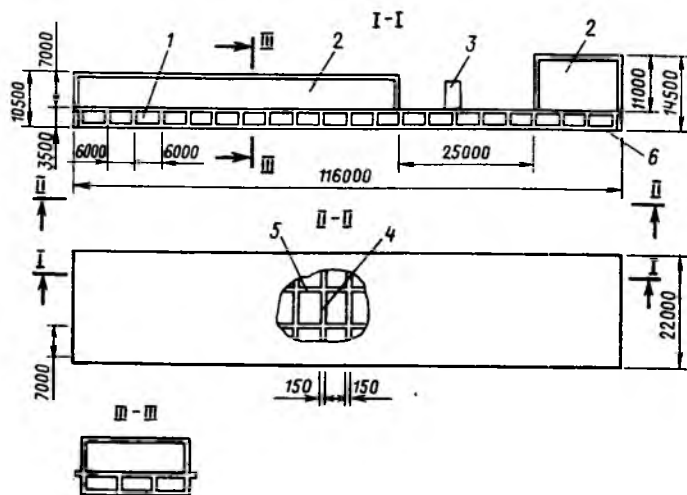


Рис. 1. Блок-модуль с замкнутой платформой

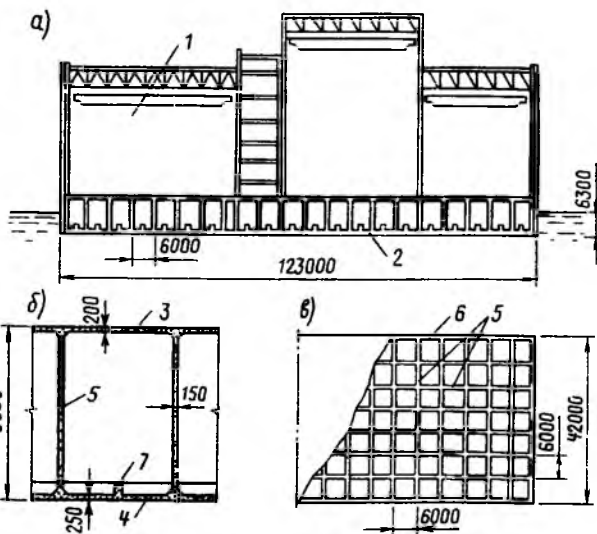
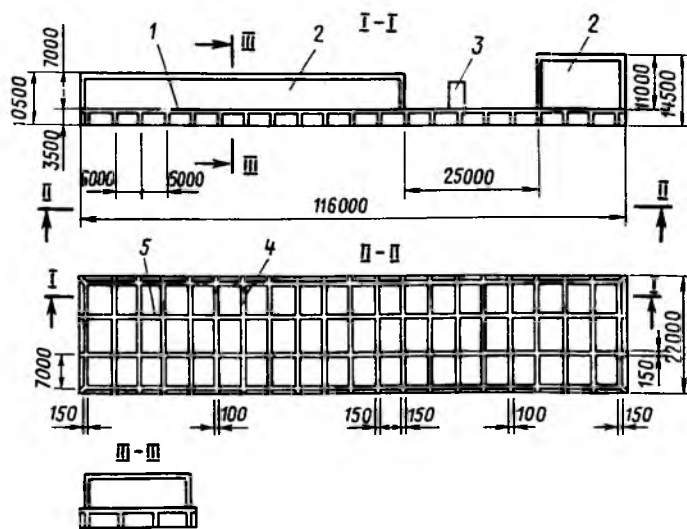
1 — плита платформы (палуба); 2 — помещения; 3 — оборудование на открытой площадке; 4 — поперечные стенки; 5 — продольные стенки; 6 — днище

Рис. 2. Блок-модуль с кесонной платформой

1 — плита платформы; 2 — помещения; 3 — оборудование на открытой площадке; 4 — поперечные стенки; 5 — продольные стенки

Рис. 3. Блок-модуль главного корпуса (на 215 МВт) ТЭС общей мощностью 860 МВт

а — продольный разрез; б — типовый отсек железобетонной платформы; в — план-схема переборок и бортов; 1 — модуль ТЭС (верхнее строение); 2 — платформа; 3 — палуба; 4 — днище; 5 — переборки; 6 — борта; 7 — балки



эксплуатации ее балластируют и устанавливают на подготовленное основание: она служит фундаментом блок-модуля. Герметичные отсеки можно использовать как хранилища топлива, склады, мастерские и т. п.

Платформа состоит из тонкостенных элементов (палубы, днища, бортов и переборки), которые образуют однотипные замкнутые герметичные отсеки, а в целом — пространственную конструкцию. Так как эпюра нагрузки от масс сооружений и эпюра сил от гидростатического давления на днище не совпадают, особенно при постановке на гребень или впадину расчетной волны, вся конструкция испытывает общий продольный и поперечный изгиб. В результате действия местных и глобальных изгибающих моментов, а также поперечных сил в плитах днища и палубы возникают нормальные напряжения различного знака и значения при разных волновых нагрузках.

Платформа представляет собой пространственную сотовую конструкцию длиной 124 и шириной 43 м. Общая высота платформы (понтонной части) составляет 9 м (рис. 3). Основным конструктивным элементом платформы является отсек-ячейка размером в плане 6×6 м. Квадратная плита днища в опорных зонах жестко закреплена по контуру на продольных и поперечных переборках (стенках).

Для снижения уровня напряжений в зонах примыкания днища к переборкам предусмотрены вуты. Днище, состоящее из ребер высотой 0,5 м и шириной 0,3 м, воспринимает местные нагрузки от гидростатического давления. Ребра продолжают в бортах и служат в качестве шпангоутов. Толщина днища и бортов принята 0,25; палубы 0,2; а переборки 0,15 м. Предусмотрен бетон класса В55 по прочности на сжатие и класса W10 по водонепроницаемости. Армирование выполнено сетками из стержневой арматуры периодического профиля из стали класса А-III диаметром 14...32 мм. Если рассчитывать только на кратковременное пребывание платформы в воде, толщину защитного слоя бетона можно было бы принять по общестроительным нормам, но не менее 20 мм для наружных поверхностей, соприкасающихся с морской водой, и не менее 10 мм для внутренних элементов платформы. Однако в зоне установки ТЭС с Ливии

необходимо учитывать высокую температуру, влажность с насыщением воздуха солями морской воды (соленость превышает океаническую). Все это требует увеличения толщины защитного слоя бетона для наружных поверхностей до 40 мм.

Расчеты платформы осуществляли на ЭВМ с помощью комплекса программ «ЛИРА». Идеализированная расчетная схема платформы была разбита на конечные элементы, ограниченные стыками плит. Она состоит из 987 элементов и 606 узлов. Общее напряженно-деформированное состояние конструкций платформы складывается из двух полей напряжений. Первое поле связано с работой конструкции в целом, второе — с локальными нагрузками: гидростатическим давлением на днище и борта, а также нагрузками от надстройки и оборудования (турбины, котла, колонны). Наиболее нагруженным элементом является днище, особенно при волновом воздействии. Так, при плавании по спокойной воде максимальные растягивающие напряжения в центральной части платформы не превышают 2,8 МПа, а при постановке на впадину волны из уровень достигает 13,7 МПа. В зонах с высоким уровнем растягивающих напряжений необходимо предусмотреть предварительное обжатие [6] с помощью семипроволочных канатов класса К-7 диаметром 15 мм, натягиваемых домкратами двойного действия. Сформированные в пучки стальные канаты размещают в каналах, расположенных в монолитных железобетонных конструкциях днища. Коэффициент армирования напрягаемой арматурой для зон с наибольшими растягивающими усилиями не превышает 0,012. В верхней плите (палубе) при всех видах загрузки сжимающие напряжения не превышают 15,7 МПа, а растягивающие напряжения меньше расчетного сопротивления бетона растяжению. Строительные элементы надстройки, состоящие из металлокаркаса и сборного железобетона ограждающих конструкций, из-за малой жесткости и шарнирного соединения между собой почти не влияют на общее напряженно-деформированное состояние. Расход материалов на конструкции платформы составил: бетон класса В55—5624 м³, арматура из стали класса А-III—882 т, арматура из стали класса К-7—77 т. Общая масса платформы с ТЭС

29 497 т. Осадка не превышает 6,3 м. Расход бетона на 1 м³ объема понтонной части составляет 0,117 м³, арматуры — 0,02 т.

Выводы

При конструировании наплавных блок-модулей ТЭС необходимо параллельно разрабатывать компактную, специально приспособленную для транспортирования компоновку энергетического оборудования.

Элементы конструкций собственно ТЭС — стены помещений, фундаменты турбогенераторов и т. п. — целесообразно включить в состав каркаса блок-модуля для повышения эффективности использования материалов.

Одна из наиболее рациональных схем каркаса блок-модуля — две взаимно ортогональные системы вертикальных продольных и поперечных элементов и система горизонтальных элементов — палубы, днища, перекрытий, жестко связанных между собой.

В блок-модулях следует использовать бетон прочностью при сжатии не менее 40 МПа и создавать преднапряжение, особенно в днищах и бортах. Необходимо предусмотреть плавность изменения общей жесткости платформы-понтонна вдоль продольной оси блок-модуля. Целесообразно использовать железобетонную платформу-понтон блок-модуля в качестве фундамента ТЭС.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Семенов А. Н. Перспективы развития энергетики // Энергетическое строительство. — 1990. — № 1. — С. 2—4.
2. Энергетика мира / Б. А. Алексеев, Д. Б. Вольфберг, В. В. Ершевич и др. // Энергохозяйство за рубежом. — 1989. — № 1. — С. 1—8.
3. Комплексные проблемы развития энергетики СССР / Под ред. А. А. Макарова, А. А. Папина. — Новосибирск: Наука, 1988. — 286 с.
4. Бернштейн Л. Б. Приливные электростанции. — М.: Энергоатомиздат, 1987. — 296 с.
5. Морские гидротехнические сооружения на континентальном шельфе / Г. В. Симачов, К. Н. Шинек, В. А. Сметлов и др. — Л.: Судостроение, 1989. — 323 с.
6. Гото Э. Проектирование и сооружение плавучего бетонного завода из предварительно напряженного железобетона (на яп. яз.) // Пуэсаторэсито конкрито. — 1983. — Т. 25. — № 3. — С. 54—64.

Самонапряженные сборно-монолитные конструкции перекрытий

В многоэтажных промзданиях, где условия производства сопряжены с воздействием воды, масел и бензина на поверхность междуэтажных перекрытий, их целесообразно выполнять сборно-монолитными с монолитной частью из напрягающего бетона. Особенность напрягающего бетона заключается в том, что в результате протекания физико-химических процессов при твердении его объем увеличивается [1].

В общем случае на деформации расширения напрягающего бетона существенно влияют условия твердения и энергоактивность используемого напрягающего цемента. При расширении напрягающего бетона в связанных условиях (например, при наличии стальной арматуры) возникают сжимающие напряжения (самонапряжение).

В сборно-монолитных перекрытиях сборная часть ограничивает деформации расширения напрягающего бетона слоя набетонки. Поскольку монолитный напрягающий бетон не имеет усадочных трещин и обладает повышенной плотностью, он является стойким против воздействия отмеченных флюидов [1]. Это позволяет отказаться от устройства дополнительной прокладочной изоляции несущих конструкций.

С целью изучения особенностей работы самонапряженных сборно-монолитных ребристых перекрытий при омоноличивании напрягающим бетоном и при статическом нагружении провели исследования. Учитывая, что в настоящее время подавляющее большинство междуэтажных перекрытий многоэтажных промзданий выполняют из ребристых плит длиной 6 м, в качестве сборной части использовали их образцы-модели в масштабе 1:2. Конструкция и армирование опытных образцов представлены на рис. 1.

Для экспериментов использовали свободно опертые образцы марки НЦР и неразрезные двухпролетные фрагменты марки НЦН. Для сравнения результатов изготовили образцы-аналоги с монолитной частью из бетона на портландцементе марок ПЦР и ПЦН.

Монолитную часть плит при высоте ребра 200 мм выполняли толщиной 6 см из бетона на напрягающем цементе НЦ-20 со следующими показателями:

самонапряжение — 2,1 МПа, свободное расширение — 0,67 %, прочность на сжатие в возрасте 28 сут — 43 МПа. Расход составляющих для бетона монолитной части по массе 1 м³ в сухом состоянии: напрягающий цемент — 600 кг, гранитный щебень Микашевичского карьера фракции 5...20 мм — 960 кг, песок с $M_k=2$ —600 кг, вода — 240 л.

Монолитный бетон укладывали не менее чем через 28 сут после формирования сборных частей и сразу же укрывали пленкой для предотвращения потери влаги. В связи с тем, что расширение напрягающего бетона (образование кристаллов ГСАК) требует наличия водной среды, через 12...28 ч воздушно-сухого хранения монолитный бетон посыпали опилками и интенсивно увлажняли. Деформации замеряли при расширении напрягающего бетона и при статическом нагружении сборно-монолитной конструкции.

Исследованиями на стадии расширения установлено, что самонапряжение ребристых плитных конструкций подчиняется основным закономерностям, а его величину можно определить по формуле

$$\sigma_{sp} = 1,2 R_{sn} k_{\mu} k_e k_w, \quad (1)$$

где R_{sn} — расчетное самонапряжение [2]; k_e — коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета равнодействующей усилия самонапряжения; k_{μ} —

коэффициент, определяемый в зависимости от μ_p .

Поскольку в самонапряженных сборно-монолитных конструкциях ограничивает деформации расширения в основном сборная часть, предложено ее заменять некоторым условным армированием A_{sf} , площадь которого

$$A_{sf} = \frac{0,5 E_{b1}}{E_s \left(\frac{1}{A_{red}} + \frac{e_{o\Delta} y_{red}}{I_{red}} \right)}, \quad (2)$$

где E_{b1} , E_s — начальный модуль упругости бетона сборной части и арматуры; A_{red} , I_{red} — приведенная площадь и момент инерции сборной части сечения; $e_{o\Delta}$ — эксцентриситет равнодействующей усилия самонапряжения в монолитном слое относительно центра тяжести приведенного сечения сборного элемента.

Процент суммарного условного армирования в данном случае

$$\mu_p = \frac{A_s + A_{sf}}{A_{b2}}, \quad (3)$$

где A_{b2} — площадь сечения монолитного бетона; k_w — коэффициент, учитывающий влияние начальной прочности монолитного бетона, при которой осуществляют его увлажнение.

В течение 6...8 ч после бетонирования, когда сцепление по контакту между монолитным слоем и сборным эле-

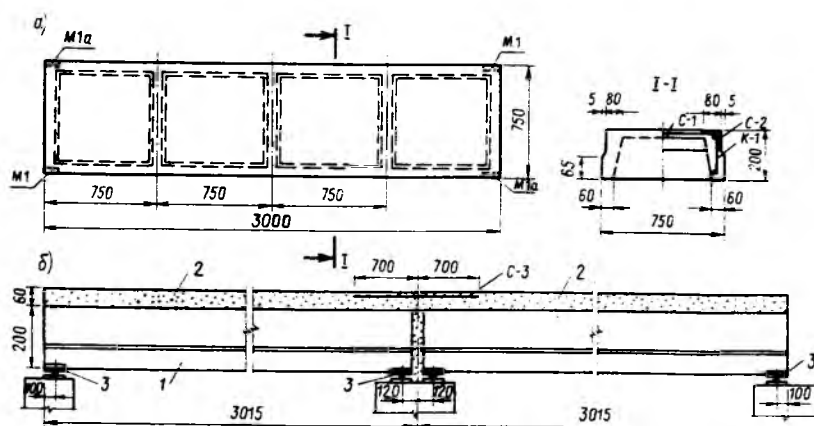


Рис. 1 Конструкция сборной плиты (а) и неразрезного сборно-монолитного фрагмента (б) 1 — сборный элемент; 2 — монолитная набетонка; 3 — закладная деталь; 4 — цементно-песчаный раствор

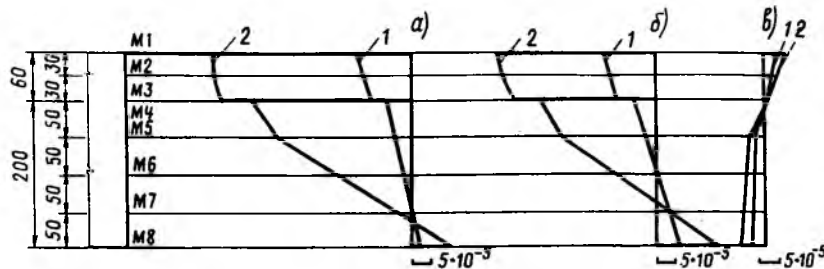


Рис. 2 Деформированное состояние пролетного нормального сечения самонапряженных сборно-монолитных неразрезанных фрагментов (а), разрезных элементов (б) на стадии расширения и от усадки (в)

1 — к моменту начала увлажнения напрягающего бетона; 2 — после увлажнения

ментом отсутствовало, напрягающий бетон расширялся свободно, а деформаций в сборном элементе не отмечалось. При прочности монолитного бетона 7,5...11 МПа сцепление по контакту оказывалось достаточным для надежного соединения его со сборным элементом. При дальнейшем совместном деформировании монолитный напрягающий бетон стремился расширяться, а сборный элемент, связанный с ним по контакту, препятствовал этому, ограничивая деформации расширения. Это привело к тому, что сборная часть сечения оказалась в центре растянутой, а монолитный слой — в центре обжатой. В сборной части опытных образцов зафиксированы деформации растяжения в верхней зоне сечения и сжатия в нижней, сборно-монолитный элемент получал выгиб (рис. 2). Самонапряжение в монолитном слое, определенное по деформациям сборной части и по показаниям глубинных датчиков в напрягающем бетоне, представлено в табл. 1.

Напряженно-деформированное состояние, вызванное расширением монолитного напрягающего бетона, существенно влияет на работу сборно-монолитных элементов под нагрузкой.

Статические испытания равномерно распределенной нагрузкой показали, что самонапряженные сборно-монолитные ребристые перекрытия обладают повышенной трещиностойкостью поперечных сечений и несколько большей несущей способностью по сравнению с образцами-аналогами (табл. 2).

Характер трещинообразования самонапряженных сборно-монолитных элементов отличался от аналогов с монолитной частью из бетона на портландцементе. Вначале, как правило, возникали нормальные трещины в верхней и средней зонах (растянутых при расширении) сборных частей, пересекавшие до $1/3$ высоты сечения. Трещины в нижней зоне пересекали сечение сборной части на всю высоту, вплоть до контакта, или соединялись с уже существовавшими.

При дальнейшем повышении нагруз-

Таблица 1

Марка образца	σ_{brn} , МПа	$\frac{\sigma_{brn}^{exp}}{\sigma_{brn}}$	f_{op} , см
НЦР-1	1,75/1,64	1,07	0,60
НЦП-2	1,81/1,60	1,31	0,55
НЦП-1	1,73/1,57	1,17	0,54
НЦН-2	2,41/2,37	1,02	0,50
НЦН-3	1,89/1,61	1,14	0,45
НЦН-4	1,31/1,64	1,16	0,40

Примечание. Перед чертой — σ_{brn}^{exp} ,

после черты — σ_{brn}^{th}

Таблица 2

Марка образца	P_{fail} , кПа	M_{crc} , кН·м	$\frac{M_{crc}^{th}}{M_{crc}^{exp}}$ (для пролетных сечений)
НЦР-1	—/27,66	—/8,53	1,07
НЦР-2	—/24,58	—/11,47	1,10
НЦП-1	—/25,57	—/6,07	1,02
НЦН-1	19,60/44,73	8,13/13,45	1,12
НЦН-2	21,40/45,27	8,07/12,74	1,03
НЦН-3	29,76/51,37	7,96/13,55	1,05
НЦН-4	23,40/53,71	7,96/12,74	1,05
ПЦН-1	17,34/38,71	3,72/6,17	1,07
ПЦН-2	18,70/36,57	3,64/6,83	1,09

Примечание. Перед чертой — на опоре; после черты — в пролете.

ки нормальные трещины не развивались в монолитный слой, их ширина раскрытия оставалась примерно постоянной при увеличивающемся их числе, в то время как в образцах-аналогах они проходили в монолитный слой и продолжали раскрываться (рис. 3). Незначительное число трещин на границе контакта связано с достаточно высоким уровнем сжимающих напряжений ($\sigma_{brn} = 1,75...2,41$ МПа) в монолитном слое.

Разрушение неразрезных фрагментов начиналось с опорного сечения при нагрузке примерно 50 % пролетной, а затем происходило разрушение нормального сечения в пролете в результате достижения растянутой арматурой предела текучести. При связанном расширении напрягающего бетона в верхней зоне сборного элемента образцов

НЦН-1, НЦН-3, НЦР-2 возникли нормальные трещины шириной раскрытия до 0,2 мм. При нагружении верхние трещины не оказали заметного влияния на трещиностойкость нормальных сечений, поскольку момент сопротивления сечения без трещины незначительно отличается от момента сопротивления до сечения, пронизанного трещиной. Сжимающие напряжения на нижней грани сборного элемента в сечении с трещиной были на 13...15 % больше, чем в сечениях между трещинами. Вследствие дополнительного выгиба и повышенной жесткости неразрезные самонапряженные сборно-монолитные элементы имели меньшие прогибы (до 30 %) и ширину раскрытия трещин.

Анализ изменения напряженно-деформированного состояния сечения от исходного до разрушения сборно-монолитного образца показал, что дополнительные усилия от расширения действуют вплоть до разрушения, поэтому их следует учитывать при расчете самонапряженных конструкций по жесткости и трещиностойкости.

Момент, воспринимаемый сечением конструкций при образовании нормальной трещины с учетом дополнительного усилия от расширения напрягающего бетона в общем случае можно определить по зависимости

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pL} + N_{bp} \times (e_{oN} - r_y) \frac{r_y A_{red}}{W_{1,0}} + P_{0,2} (e_{op} + r_y), \quad (4)$$

где N_{bp} — усилие от самонапряжения в монолитном напрягающем бетоне с учетом потерь от усадки и ползучести; e_{oN} — эксцентриситет усилия относительно центра тяжести приведенного сечения сборной части; r_1 — расстояние от центра приведенного сечения сборной части до верхней ядерной точки, наиболее удаленной от растянутой зоны; $P_{0,2}$ — усилие предварительного обжатия в преднапряженном сборном элементе.

При установлении деформаций сборно-монолитных элементов с монолитной частью из напрягающего бетона рекомендуется учитывать выгиб при расширении напрягающего бетона. Дополнительная кривизна, вызванная связанным расширением напрягающего бетона,

$$\frac{1}{r_{bp}} = \frac{M_{bp}}{kB_{0,2}}, \quad (5)$$

где M_{bp} — момент от усилия преднапряжения сжатия в монолитном слое (самонапряжение), определяемый относительно центра тяжести сборного элемента: $M_{bp} = N_{bp} e_{oN}$, $B_{0,2}$ — фактическая

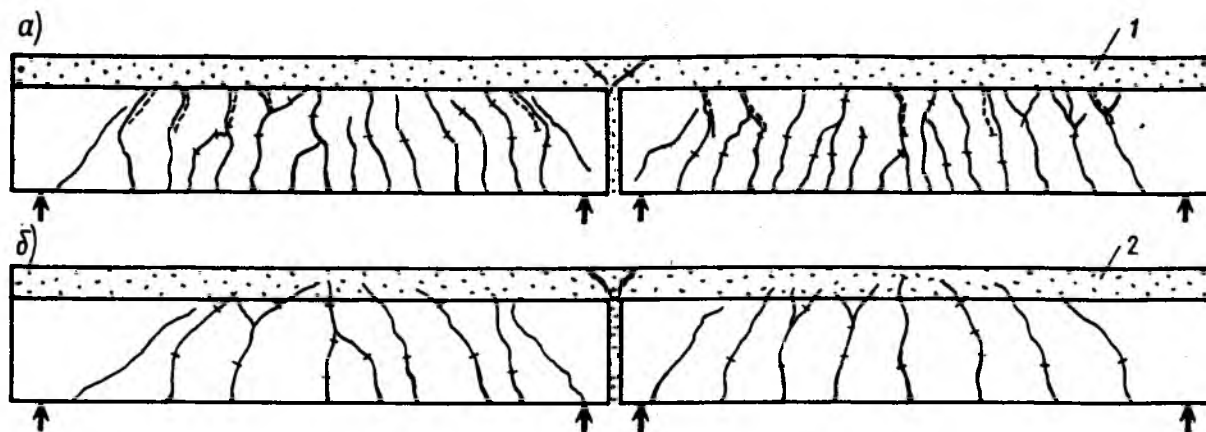


Рис. 3 Трещинообразование неразрезных фрагментов с монолитной частью из напрягающего бетона (а) и из бетона на портландцементе (б)
1 — монолитный слой; 2 — сборный элемент

изгибная жесткость сборной части при расширении.

Сопоставление опытных значений с расчетными, определенными по формулам (4), (5), (см. табл. 2), показало, что расхождение результатов не превышает 5...7 %. На основании проведенных исследований разработаны технические проекты различных многоэтажных зданий со сборно-монолитными самонапряженными перекрытиями. В результате уменьшения высоты сечений, снижения расхода стали, ликвида-

ции изоляционной прослойки экономический эффект достигает при проектировании таких конструкций 5...6 р/м² перекрытия.

Выводы

Использование напрягающего бетона в качестве монолитной части сборно-монолитной конструкции создает выгодное доэксплуатационное напряженное состояние, благоприятно влияющее на работу конструкции под нагрузкой.

Опыт проектирования и возведения самонапряженных сборно-монолитных

конструкций свидетельствует об их эффективности, надежности и перспективах широкого применения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Михайлов В. В., Литвер С. Л. Расширяющиеся и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции. — М.: Стройиздат, 1974. — 307 с.
2. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.01.03—84). — М.: ЦИТП, 1986. — 32 с.

УДК 69.057.2

Ф. А. ИССЕРС, д-р техн. наук, Н. И. ВЕРШИННИНА, канд. техн. наук, Н. Г. ПАЛАГИН, инж. (НИИЖБ)

Исследование совместной работы объемно-блочных стен силосов с безболтовыми стыками

В силосных сооружениях, которые возводят из объемных блоков размером в плане 3×3 м с перевязкой вертикальных стыков, в каждом ряду элементы устанавливают в шахматном порядке. Вертикальные стыки одного ряда перекрываются объемными элементами другого, при этом их расположение повторяется через ряд. По наружному контуру силосного корпуса между блоками располагают плоские панели, а в крайних — угловые элементы. Элементы в ряду соединяют болтами, горизонтальные швы между рядами заполняют цементно-песчаным раствором [1].

При эксплуатационных нагрузках вследствие совместной работы смежных по высоте элементов происходит пере-

распределение внутренних усилий в сечениях в зависимости от их жесткости [1], часть усилия через обжатые горизонтальные швы передается на сплошные сечения соседних по высоте блоков, что позволяет облегчить соединение элементов благодаря замене болтов стержневыми каркасами в горизонтальных швах.

Исследования узловых сопряжений, опытных конструкций и натурных сооружений на силовые воздействия и водонепроницаемость позволили предложить конструкцию стен силосного корпуса с безболтовыми стыками [2]. При разработке стыковых сопряжений наружных силосов потребовалось определить условия, при которых обеспечива-

ется совместность работы смежных по высоте элементов стен силосов, а также методику оценки их прочности, жесткости и трещиностойкости.

Совместная работа возможна в случае, если удерживающие усилия в горизонтальных швах превышают сдвигающие, возникающие ввиду разной жесткости узлов сопряжения. Удерживающие силы включают сопротивление раствора горизонтальных швов срезу и трение между поверхностями сдвига благодаря вертикальным усилиям от собственной массы конструкций и части массы сыпучего материала, передающейся на стены силосов.

Для изучения совместной работы смежных по высоте стен силосов исполь-

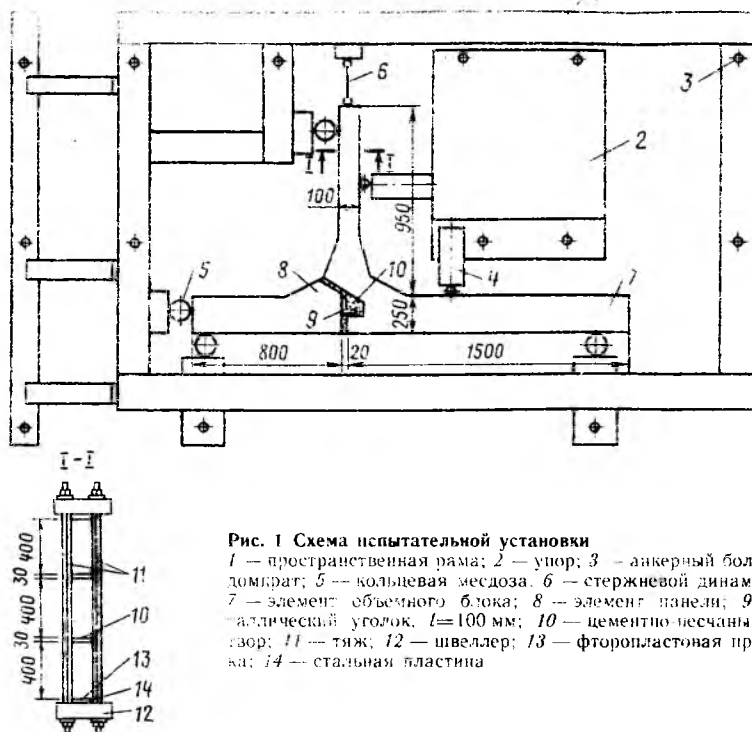


Рис. 1 Схема испытательной установки
1 — пространственная рама; 2 — упор; 3 — анкерный болт; 4 — домкрат; 5 — кольцевая мессдоза; 6 — стержневой динамометр; 7 — элемент объемного блока; 8 — элемент панели; 9 — металлический уголок, $l=100$ мм; 10 — цементно-песчаный раствор; 11 — тяга; 12 — швеллер; 13 — фторопластовая прокладка; 14 — стальная пластина

зовали железобетонный фрагмент, имитирующий узлы сопряжения несущих ребер наружных объемных блоков и панелей соответствующей формы, сечения и армирования (рис. 1). Длина образцов обеспечивала создание необходимых усилий в расчетных сечениях и достаточную анкеровку продольной арматуры. Образцы изготавливали из бетона класса В25 с продольной арматурой диаметром 8...12 мм из стали класса А-III и поперечной — их проволоки $\varnothing 5$ Вр-I. Вертикальный стык и горизонтальные швы заполняли цементно-песчаным раствором марки 150.

Фрагменты испытывали на специальной установке, состоящей из пространственной металлической рамы и внутреннего упора, закрепленных анкерными болтами к силовому полу. Горизонтальные усилия прикладывали гидравлическими домкратами, вертикальное обжатие создавали металлическими тяжами $\varnothing 25$ А-III и передавали на бетон через стальные пластины и фторопластовые прокладки, располагавшиеся по верхней и нижней граням фрагмента. На различных этапах испытания уровни обжатия составляли 0,3; 0,6 и 1 МПа и соответствовали вертикальным напряжениям в стенах по высоте силосного корпуса.

Сдвиг между смежными по высоте элементами фиксировали индикаторами с точностью $1 \cdot 10^{-2}$ мм, деформации бетона и арматуры измеряли тензорезисторами, опорные реакции контролировали кольцевыми и стержневыми динамометрами (см. рис. 1). В связи с возможностью, некачественной заделки

Стенка	Уровень вертикального обжатия, МПа		
	0,3	0,6	1
Внутренняя	0,610	0,650	0,650
Наружная	0,606	0,658	0,702

швов в натуральных условиях, сцепление раствора по поверхности сдвига элементов не учитывали.

Исследования показали, что деформации сдвига неравномерны по длине зоны контакта элементов — в опорных сечениях они проявляются при больших горизонтальных нагрузках, а их относительная величина значительно меньше. Качественно аналогичную картину наблюдали ранее при изучении натуральных сооружений. С ростом уровня вертикального обжатия коэффициент трения

$$f = \frac{F}{\sigma_{\text{верт}} A_{\text{сд}}} \quad (F — \text{сдвигающая сила; } \sigma_{\text{верт}} — \text{вертикальное обжатие; } A_{\text{сд}} — \text{суммарная площадь сдвига) увеличива-$$

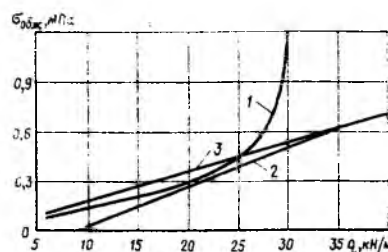


Рис. 2 Зависимость между вертикальным обжатием и сдвигающими силами
1 — в натуральных силосах; 2 — по расчетно-теоретическим данным; 3 — то же по экспериментальным

ется (табл. 1). Для расчета таких швов рекомендуется принимать $f=0,6$.

Для определения уровня обеспечения совместной работы сборных элементов стен силосов по высоте корпуса выполнили расчетно-теоретические исследования. По методике, изложенной в источнике [3], из равенства перемещений смежных по высоте элементов при приложении горизонтальной нагрузки получили максимальные изгибающие моменты в пролетных сечениях опытного фрагмента $M_{\text{эл}}$ и натуральных конструкций стен силосного корпуса $M_{\text{нат}}$.

За критерий нарушения совместности перемещений в фрагменте принимали $M_{\text{эл}}$ в панели при начале ее сдвига относительно элементов объемного блока, чему соответствовало изменение угла наклона графика зависимости «сдвиг — внешняя нагрузка». Исходя из условия, что $M_{\text{эл}} = M_{\text{нат}} = 0,09ql^2$ [4], при различных уровнях вертикального обжатия определяли горизонтальную нагрузку q , при которой возможно взаимное перемещение элементов стен силосов. Полученные результаты свидетельствуют, что совместность работы обеспечивается по всей высоте силосного корпуса (рис. 2).

Используя опытные данные, совместность работы стен оценивали также из условия $q_{\text{сдв}} \leq q_{\text{уд}}$ ($q_{\text{сдв}}$ — горизонтальная нагрузка от давления сыпучего материала; $q_{\text{уд}}$ — удерживающая реактивная нагрузка, возникающая в швах вследствие собственной массы конструкций и вертикального давления сыпучего материала на стены). При этом совместность работы стен обеспечивается при уровне вертикального обжатия $\sigma_{\text{обж}} \geq 0,45$ МПа (см. рис. 2), что соответствует уровню 3 м от верха силоса при высоте 30 м или седьмому ряду стен в типовом корпусе.

С целью обеспечения большей надежности при проектировании совместность работы смежных по высоте элементов стен рекомендуется определять исходя из условия $q_{\text{сдв}} < q_{\text{уд}}$ без учета сопротивления раствора срезу при $f=0,6$.

Прочность, деформативность и трещиностойкость комплексных сечений в фрагменте стыкового сопряжения изучали при уровне обжатия $\sigma_{\text{обж}} = 1$ МПа, что обеспечивало совместную работу элементов.

Предельное состояние по прочности было достигнуто в сечении 1—1 по грани вута внутренней стенки (см. рис. 1), фактическая прочность которого несколько превосходила рассчитанную по [1]. Ширина раскрытия трещины при эксплуатационных напряжениях в рабочей арматуре $\sigma_s = 200$ МПа составила $a_{\text{тр}}^{\text{exp}} = 0,09$ мм ($a_{\text{тр}}^{\text{тс}} = 0,14$ мм).

В сечении 1—1 расчетный и опытный разрушающий момент равен 13,658 и 16,924 кН·м, а момент образования трещин — 7,178 и 7,303 кН·м.

Контроль деформативности стыка, осуществлявшийся при эксплуатационных напряжениях в арматуре сечения 1—1, показал, что он является шарнирным соединением.

Таким образом, предложенная методика испытаний позволила оценить прочность, трещиностойкость и деформативность безболтового стыка. Вы-

явлены условия, обеспечивающие совместность работы смежных по высоте элементов стен силосов с безболтовыми сопряжениями.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Конструкции и расчет элеваторов / Б. А. Скориков, А. Н. Простосердов, В. И. Карев, Ф. А. Иссерс. — М.: Агропромиздат. 1987. 230 с.
2. Совершенствование стыковых сопряжений стен силосных корпусов объемно-блоч-

ной конструкции / Ф. А. Иссерс, Н. И. Вершинина, В. И. Карев, Б. А. Скориков. // Ресурсосберегающие технологии производства бетона и железобетона. М.: НИИЖЕ. 1988. — С. 63—69.

3. Иссерс Ф. А. Особенности расчета сборных стен квадратных силосов // Бетон и железобетон. — 1984. № 12. — С. 17—18.
4. Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружений по хранению и переработке зерна. М.: ЦНИИПромзернопроект. 1989. 144 с.

УДК 624.46:691.328.2.12

Б. Н. ШЕВЧЕНКО, канд. техн. наук, Э. ХУСАНОВ, инж., К. Ю. ТАРИК, магистр техн. наук (Криворожский горно-рудный ин-т); С. Б. ШЕВЧЕНКО, инж. (ПО Криворожжелезобетон)

Напряженное состояние преднапряженных балок при высоких уровнях повторного нагружения

Совершенствование расчета бетонных и железобетонных конструкций при переменных циклических воздействиях является важной проблемой как в теории железобетона, так и в решении практических задач, связанных с созданием надежных и долговечных сооружений*. Нагрузки высокой интенсивности представляют наибольший интерес для изучения влияния повторных нагрузок на прочностные и деформативные характеристики бетонов в конструкциях.

В настоящее время еще недостаточно экспериментальных данных по изучению процессов, протекающих при повторном нагружении.

В научном центре Криворожского горно-рудного института испытывали две типовые унифицированные одноярусные эстакады под технологические трубопроводы (балки промпроводок) серии ИИ-04 Б-1п-а в трехлетнем возрасте. Решетчатые балки промпроводок разработаны Харьковским ПромстройНИИпроектом с участием НИИЖБа и НИИПромстроя. ПО Криворожжелезобетон освоило серийный выпуск преднапряженных балок с номинальными размерами $0,22 \times 0,7 \times 12$ м и процентом армирования $\mu = 0,69$ (рис. 1).

Целью исследований явилось изучение текущего контроля и оценка качества изделий (серия Б-1п-а-1), а также выявление критериев разрушения конструкций при малоцикловой усталости бетона от действия высоких уровней

повторных нагружений (серия Б-1п-а-2м)

Балки изготавливали из бетона класса В35 на портландцементе Каменец-Подольского завода. Расход составляющих на 1 м^3 бетонной смеси составил:

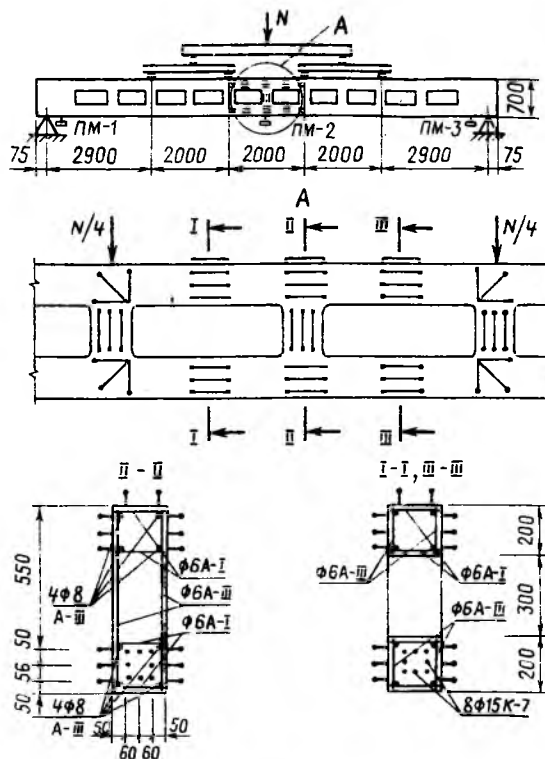


Рис. 1. Схема испытания балки, армирование и расположение измерительных приборов ПМ-1, ПМ-2, ПМ-3 — прогибомеры

* Бетон и железобетонные конструкции — состояние и перспективы применения в промышленном и гражданском строительстве. Под ред. К. В. Михайлова, Ю. С. Волкова. — М.: Стройиздат. — 1983.

Таблица 1

Сечения	$A, \text{см}^2$	$A_{sp}, \text{см}^2$	$A_{\sigma}, \text{см}^2$	$A_{red}, \text{см}^2$	$S_{red}, \text{см}$	$y_0, \text{см}$	$I_{red}, \text{см}^4$	$W_{red}, \text{см}^3$	$\sigma_{br}, \text{МПа}$	$\sigma_{b2}, \text{МПа}$
Сплошные	1540	11,39	2,01	1540	53 900	35,0	571 667	16 333	14,32	-5,20
Сквозные	880	11,39	2,01	978	32 375	33,1	637 431	19 258	15,66	0,05

цемент ($\gamma=1,14 \text{ т/м}^3$) — 565 кг, песок (отходы обогащения железных руд, ($\gamma=1,57 \text{ т/м}^3$) — 480 кг, гранитный щебень фракции 5...20 мм ($\gamma=1,37 \text{ т/м}^3$) — 1200 кг, вода — 200 л, СДБ—8,5 л. Кубиковая прочность после термообработки по режиму $2+4+10+2$ ч при $t=80...95^\circ\text{C}$ в среднем составила 28,6 МПа, отпускная прочность бетона 33 МПа.

Армирование нижней зоны балок осуществлено восемью канатами класса К-7 диаметром 15 мм с условным пределом текучести $\sigma_{0,2}=1000 \text{ МПа}$. Опытное преднапряжение арматуры перед бетонированием $\sigma_{sp}=1200 \text{ МПа}$, к моменту испытаний 844,8 МПа, прочность бетона 39 МПа. Таким образом, напряженная арматура создала усилия нижней зоны бетона на уровне центра тяжести нижнего ряда преднапряженного каната сквозных сечений $\sigma_{br}=15,66 \text{ МПа}$ ($\epsilon=59,4 \times 10^{-5}$), сплошных сечений 14,32 МПа ($\epsilon=56,11 \times 10^{-5}$), в верхней зоне соответственно $\sigma_{br}=0,05 \text{ МПа}$ ($\epsilon=0,17 \times 10^{-5}$) и 5,2 МПа ($\epsilon=17,93 \times 10^{-5}$).

Анализ напряженно-деформированного состояния нормальных сечений балок показал, что в сквозных сечениях начальная эпюра деформаций однозначная, в сплошных—двухзначная (табл. 1), выгиб составил 35 мм.

При испытании однократным поэтапным нагружением верхняя зона бетона будет работать только в условиях сжимающих напряжений (в сплошных сечениях внешняя нагрузка будет еще и компенсировать растягивающие напряжения, равные 5,2 МПа). В нижней зоне балок в условиях действия растягивающих усилий напряжения будут уменьшаться. При повторных нагружениях верхняя зона бетона сплошных сечений будет работать в знакопеременном режиме, а в сквозных — в однозначном повторном сжимающем режиме с полной разгрузкой. Нижняя зона бетона сквозных и сплошных сечений будет претерпевать повторные переменные или знакопеременные напряжения в зависимости от интенсивной внешней нагрузки.

Проектом предусмотрена проверка жесткости и трещиностойкости при создании в балке усилия $M_{f,erc}=183,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$, при этом контрольный прогиб не должен превышать 17,5, ширина раскрытия трещин в перемычках балок — 0,1 мм. Разрушение балки должно произойти при $M_u=320,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$ по сечения, нормальным или наклон-

ным к продольной оси, с раздроблением бетона сжатой зоны до наступления текучести продольной арматуры.

Эксперимент осуществлен по следующей схеме. Вначале испытывали балку Б-1п-а-1 ступенчатой нагрузкой до разрушения по ГОСТ 8829—85. После обработки результатов назначали уровни повторного нагружения для балки серии Б-1п-а-2м.

В соответствии с требованиями проекта балки серии Б-1п-а-1 испытывали поэтапным нагружением до разрушения сосредоточенными силами (см. рис. 1). Ступени при подъеме нагрузки составляли 20 кН. При этом по ГОСТ 8829—85 контролировали жесткость, трещиностойкость и прочность. На каждой ступени нагружения измеряли деформации в местах со сплошными и сквозными сечениями индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм, прогибы — прогибомерами Максимова и штангенциркулем с ценой деления 0,05 мм. Ширину раскрытия трещин контролировали микроскопом Бриннеля.

Результаты испытаний балки Б-1п-а-1 показали, что при усилии $M_{f,erc}=183,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$ прогиб балки $f_{оп}$ составил 7,5 мм, трещины при этом не обнаружены. Появление видимых трещин шириной 0,05...0,06 мм зафиксировано при $M_{f,erc}^{90}=425 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Балка разрушилась при несущей способности $M_u^{90}=639,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$ по сечению, наклонному к продольной оси конструкции.

Таким образом, балка Б-1п-а-1 удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829—85 и рабочим чертежам по жесткости, трещиностойкости и прочности. Наряду с этим наблюдается (по сравнению с проектом) превышение жесткости на 75, трещиностойкости на 132 и прочности на 99 %.

При испытании на малоцикловую усталость балок серии Б-1п-а-2м уровень повторного нагружения назначали равным $\eta=M_{n,N}/M_u^{90}=0,76$. Нагружение осуществляли ступенями по 30 кН ($1/10 M_u^{90}$) до 240 кН ($M_{n,N}=483,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$). На каждой ступени измеряли деформации и прогибы. Балку подвергли повторным нагружениям в течение 10 сут (один цикл в световое время суток). Время выдержки под нагрузкой на каждой ступени составляло 30 мин.

Разрушение балок серии Б-1п-а-2м произошло на десятом цикле при на-

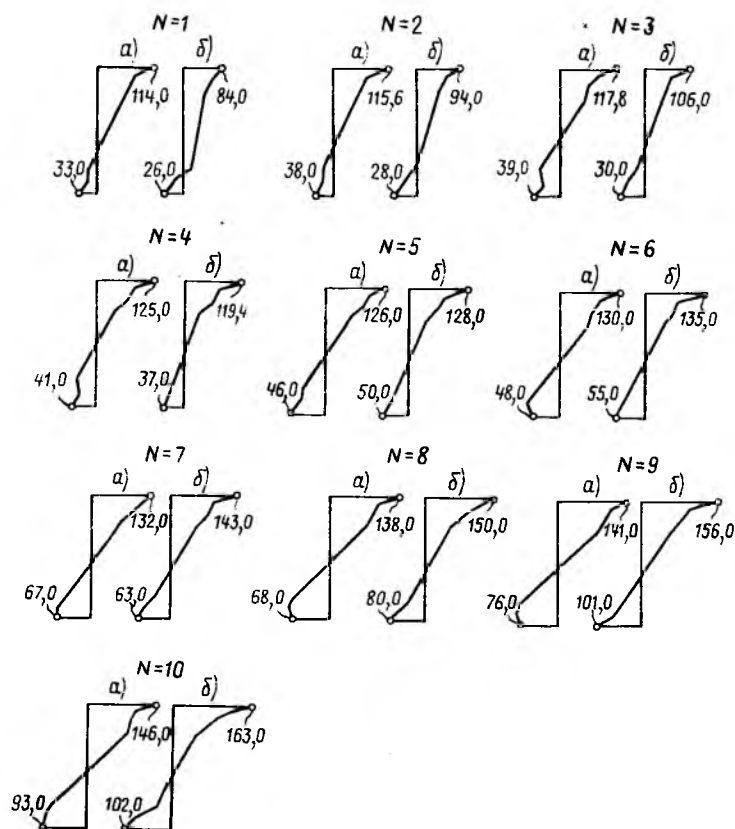


Рис. 2. Результаты сложения начальной эпюры от обжатия напрягаемой арматурой с эпюрой напряжений, вызванных внешней нагрузкой по нормальному сечению балки при $M_{n,N}=483,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$
а — в сквозных сечениях; б — то же в сплошных; N=1...10 — эпюры деформаций по циклам повторного нагружения. Цифрами на кривых показаны деформации бетона $\epsilon \times 10^{-5}$

грузке 240 кН ($M_{\text{п.н}}=483,6$ кН·м). Характер разрушения был необычен. Разрушение произошло мгновенно с полным нарушением сплошности и выбросом объема бетона 1/5 части пролета балки.

Анализ результатов исследования показал, что напряженно-деформированное состояние балок серии Б-1п-а-2м после каждого цикла нагружения изменяется (рис. 2). Например, на первом цикле нагружения и в верхнем уровне амплитуды напряжений полные относительные деформации бетона верхней зоны в сквозных сечениях были равны 114×10^{-5} , в сплошных 84×10^{-5} . На каждом последующем цикле нагружения деформации бетона развивались и превысили начальные значения по верхней зоне сквозных и сплошных сечений на 28 и 94 % соответственно. На десятом цикле нагружения перед разрушением (первая группа предельных состояний) указанные выше деформации бетона в сквозных сечениях были равны 146×10^{-5} , в сплошных — 163×10^{-5} .

Остаточные деформации (при снятии нагрузки до нуля, в верхней зоне, балок так же, как и деформации на верхнем уровне амплитуды напряжений в сплошных и сквозных сечениях, нарастают с каждым циклом нагружения. После поэтапного сброса нагрузки до нуля на первом цикле остаточные деформации бетона верхней зоны сквозных и сплошных сечений балки Б-1п-а-2м составили $\epsilon_r=5,6 \times 10^{-5}$. Несмотря на одинаковое значение остаточных деформаций в разных сечениях, деформированное состояние в сплошных сечениях после первого цикла нагружения изменилось так, что в сквозных сечениях проявились остаточные деформации сжатия, а в сплошных растягивающие деформации бетона уменьшились (рис. 3, $N=1$).

В процессе повторного нагружения балок происходило постепенное нарастание остаточных деформаций бетона сжатой от внешней нагрузки зоны. Интересно, что уже на третьем цикле в сплошных сечениях растяжение было компенсировано развивающимися деформациями сжатия (см. рис. 3, $N=3$). К предельному состоянию остаточные деформации сжатия в сквозных и сплошных сечениях составили $54,14 \times 10^{-5}$ и $55,81 \times 10^{-5}$ соответственно. Перед испытанием сжимающие деформации нижней зоны бетона балок серии Б-1п-а-2м в сквозных и сплошных сечениях составили $59,4 \times 10^{-5}$ и $56,11 \times 10^{-5}$. По циклам нагружения деформации сжатия постепенно компенсировались развивающимися пластическими деформациями и к предельному состоянию (см. рис. 3, $N=9$) эффект

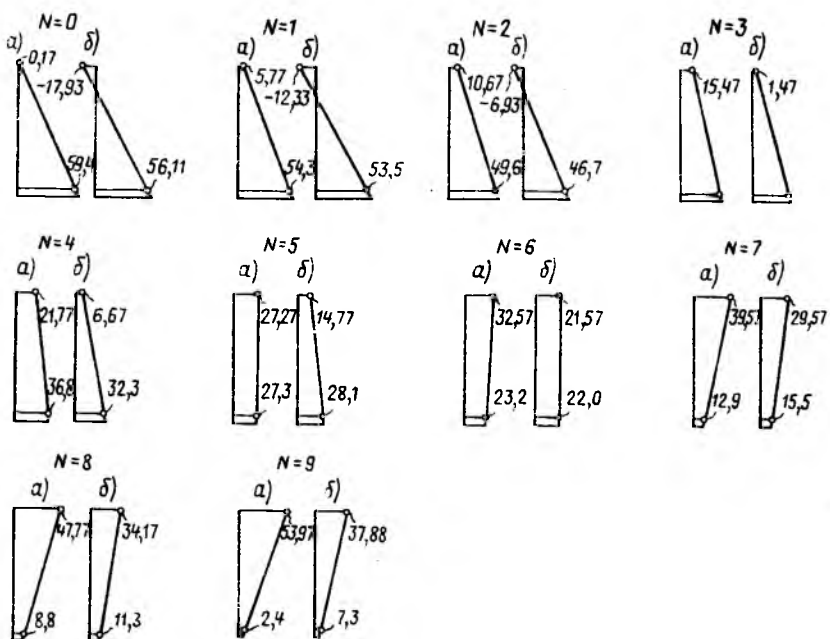


Рис. 3. Изменение начальных эпюр деформаций бетона нормальных сечений балок серии Б-1п-а-2м по циклам повторного нагружения после сброса нагрузки до нуля а — в сквозных сечениях; б — то же в сплошных; $N=0$ — деформированное состояние нормальных сечений перед испытанием; $N=1...9$ — то же после соответствующего цикла нагружения. Цифрами на кривых показаны деформации бетона $\epsilon \times 10^{-5}$ ($\epsilon_r = \epsilon_{N=0} + \epsilon_{N=1...9}$)

Таблица 2

Циклы нагружения N	Высота сжатой зоны x , мм	
	сквозного сечения	сплошного сечения
1	486	567
2	422	500
3	372	450
4	367	425
5	365	414
6	360	410
7	358	406
8	356	404
9	352	403
10	350	400

преднапряжения в балках был практически исчерпан полностью.

Перераспределение деформаций по сечениям балок в результате повторных силовых воздействий не могло не сказаться на высоте сжатой зоны x , которую при расчете изгибаемых элементов принимают постоянной и применительно к балкам промпроводок она должна быть равна 510 мм по СНиП 2.03.01—84*. Значение x , полученное опытным путем, на первом цикле нагружения и в верхнем уровне амплитуды напряжений к моменту разрушения уменьшилось на 28 % в сквозных сечениях и на 29,5 % — в сплошных (табл. 2).

Выводы

Проведенные исследования серийных преднапряженных балок промпроводок в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—85 и рабочих чертежей по трещиностойкости, жесткости и прочности

показали высокие прочностные и деформативные характеристики. При испытании повторными нагрузками высокого уровня балки после первого цикла нагружения не удовлетворяют требованиям второй группы предельных состояний. Истощение прочности (первая группа предельных состояний) происходит на десятом цикле нагружения. Разрушение происходит мгновенно с выбросом 1/5 объема бетона балки. К предельному состоянию высота сжатой зоны бетона нормальных сечений изменяется до 30 %.

Прочность фибробетонных водопропускных труб

В настоящее время в нашей стране и за рубежом накоплен определенный опыт исследования, расчета, проектирования и технологии производства строительных конструкций из фибробетона (тонкостенные оболочки, стеновые панели, аэродромные и дорожные плиты) и строительства сооружений из монолитного фибробетона. При этом чаще используют стальные фибры и реже из стекловолокна [1, 2].

ВЗИСИ совместно с НИИЖБом изучили физико-механические показатели фибробетона, армированного различными волокнами и уплотненного методами многократного прессования, силового вибропрката и вибрированием [3]. В результате установлено, что наилучшими физико-механическими показателями обладают фибробетонные изделия, армированные синтетическим высокомолекулярным волокном (СВМ) и уплотненные методом многократного прессования. Прочность таких бетонов на растяжение при введении в цементно-песчаные смеси 1,2...1,5 % СВМ составила 40...50 % прочности на сжатие ($R_p = 20...25$ МПа, $R_{сж} = 50$ МПа). При статических испытаниях балочек размером $100 \times 100 \times 400$ мм глубокие трещины (до 1,5...2,5 мм) после снятия нагрузки закрывались и балочка принимала первоначальное горизонтальное положение. Следовательно, при армировании цементно-песчаных смесей СВМ-волокном бетон обладает упругопластичными свойствами.

В 1989 г. испытали статической нагрузкой модели фибробетонных труб, армированные СВМ-волокном и изготовленные методом виброуплотнения. Для экспериментов выбрали образцы, имеющие наружный диаметр 520; внутренний диаметр — 280, толщину стенки 120, длину 1000 мм. При этом использовали смесь на щебенитом бетоне класса В22,5 и на цементно-песчаном бетоне того же класса. Два образца из щебенитого бетона (Т-1, Т-2) без фибр, один (ТФ-1) из щебенитого бетона того же состава с включением 1 % фибр по массе и один образец (ТФ-2П) из цементно-песчаного фибробетона с 1,2 % фибр. Образец ТА — из армированного бетона класса В22,5 на гранитном щебне подмосковного Калинин-

Таблица 1

Нить	Плотность ρ , г/см ³	Прочность $\sigma_p \times 10^2$, МПа	Удлинение ϵ_p , %	Модуль жесткости при растяжении $E \cdot 10^4$, МПа
Армос	1,45	35	2—3	12
СВМ	1,45	32	4	10
Терлон	1,43	26	2—3	8
Аримид	1,54	15—20	2—4	12

Таблица 2

Материал	Т-1, Т-2	ТФ-1	ТФ-2П	ТФП	ТА
Цемент	390	390	560	560	390
Песок	690	690	1176	1180	680
Щебень	1160	1160	—	—	1120
Вода	160	220	260	310	220
Волокно	—	24	24	30	—
Арматурная сталь	—	—	—	—	44

ского карьера фракции 5...20 мм, содержание арматуры 44 кг/м³, другой ТФП — из песчаного фибробетона того же класса с содержанием 1,5 % фибр.

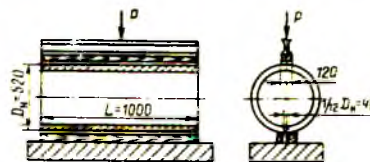


Рис. 1. Схема испытаний



Рис. 2. Общий вид испытаний

Для образцов Т-1, Т-2, ТФ-1 и ТФ-2П использовали песок подмосковного Вяземского карьера с $M_k = 2,5$, гранитный щебень фракции 5...10 мм Пяткирамского карьера и цемент марки 500 Воскресенского завода.

Для приготовления фибробетона применяли смесь (по 25 %) технических нитей армоса, СВМ-волокна, терлока и армида (табл. 1). В табл. 2 приведен расход материалов, кг/м³.

Образцы изготавливали в металлической опалубке. Для производства щебенитых смесей применили бетономеситель принудительного действия, время перемешивания — 1,5...2 мин.

Фибры и дополнительное количество воды в щебенитую смесь вводили порциями и перемешивали вручную до получения однородного состава. При приготовлении цементно-песчаной смеси вначале перемешивали насухо цемент с песком, затем добавляли фибры, смесь домешивали; после чего вводили порциями воду и производили окончательное перемешивание смеси до однородного состава.

Смеси в формах уплотняли на заводской низкочастотной виброплощадке с пространственными колебаниями частотой 24 Гц и амплитудами колебаний: вертикальной 0,8...1, горизонтальной 0,4...0,7 мм. Затем образцы 2...2,5 ч выдерживали на полигоне, после чего сердечник вынимали, а кольцо в наружной опалубке направляли на 12...14 ч в камеру пропаривания с температурой 60...70 °С. Кольца ТА и ТФП находились в камере при температуре 70...75 °С в течение 22 ч. Кольца Т-1, Т-2, ТФ-1 и ТФ-2П испытали через 28 сут после хранения их в летнее время в условиях полигона; кольца ТА и ТФП — через 1 сут после изготовления.

Контрольные образцы-кубы с ребром 100 мм, отформованные и выдержанные по той же технологии, что и кольца, и испытанные через 28 сут, подтвердили класс бетона В22,5 через 1 сут — 21...22 МПа (70 % проектной прочности).

Испытания образцов статическим нагружением производили по методике ГОСТ 6482.0—79 (рис. 1, 2). Образцы труб располагали горизонтально на двух деревянных брусах сечением

Марка образцов	Диаметры, мм				Толщины стенок, мм				$R_{сж}$	$R_{сж, фибр}$
	$D_{вн}$	$d_{вн}$	$D_{ср}$	$d_{ср}$	$h_{ср, фибр}$	$h_{ср, цем}$	$h_{ср, л}$	$h_{ср, бр}$		
T-1	518/526	276/268	525/525	272/268	122/123	126/120	127/133	128/128	390,0	0,10
T-2	530/533	276/265	516/510	267/269	125/131	135/142	118/129	130/124	290,5	0,09
ТФ-1	530/520	380/275	520/520	275/280	133/125	122/123	122/126	123/118	311,8	0,29
ТФ-2П	520/520	275/280	520/520	275/280	128/104	127/120	119/126	124/122	458,5	0,31
ТФП	520/525	277/285	520/524	275/285	128/106	130/136	125/120	125/119	252,0	0,35
ТА	513/517	273/255	533/522	275/262	122/138	115/128	133/128	125/136	209,0	0,04

Примечание. Перед чертой — из формовки; после черты — верх формовки.

100×100 мм, уложенных параллельно на неподатливое основание. На образец трубы вдоль верхней образующей его цилиндрической части устанавливали деревянную доску шириной 120 мм на цементном растворе, на которую помещали жесткую металлическую балку. Расстояние между нижними брусками согласно ГОСТ 6482.0—79 составило 4,3 см.

Вертикальную нагрузку создавали гидравлическим 100-тонным домкратом. Загружение осуществляли ступенями по 8000 кН с выдерживанием по 3 мин для осмотра изделий и снятия показаний приборов. Для замера деформаций вертикального диаметра на каждом образце устанавливали мессуру с ценой деления 0,01 мм. Образцы Т-1, Т-2 и ТФ-1 испытывали 1 ч 15 мин, ТФ-2П — 2 ч 5 мин.

Перед началом экспериментов замерили с двух сторон внутренний, наружный, горизонтальный и вертикальный диаметры труб и толщину стенок в шельге, лотке и в боковых стенках (рис. 3, табл. 3).

Образцы Т-1, Т-2 и ТФ-1 разрушились в момент появления трещин практически мгновенно. В образце ТФ-2П при нагрузке 44,23 кН появились трещины шириной раскрытия 0,05 мм. Все образцы разрушились на четыре части вдоль образующих, проходящих в виде шельги, лотки и двух боковых стенок (рис. 4).

На рис. 5 приведены диаграммы «нагрузка — деформация» вертикального диаметра.

Выводы

Цементно-песчаный фибробетон по сравнению с щебенитым бетоном и железобетоном является упругоэластичным материалом. Разрушение труб из щебенитого бетона и железобетона в момент появления трещин происходит практически мгновенно; трубы из цементно-песчаного фибробетона разрушались при раскрытии трещин $>0,65$ мм.

Введение фибр в щебенитые бетонные смеси в количестве 1 % по массе практически не влияет на статическую разрушающую нагрузку.

Разрушающая нагрузка на трубы из цементно-песчаного бетона класса В22,5 при введении 1,2 % фибр увеличилась на 50 % по сравнению с щебенитым бетоном, а при введении 1,5 % — на 75 % по сравнению с армированным щебенитым бетоном.

Соотношение разрушающих нагрузок на трубы из цементно-песчаного фибробетона и щебенитого бетона и железобетона того же класса практически не зависит от сроков твердения бетона.

Максимальные деформации верти-

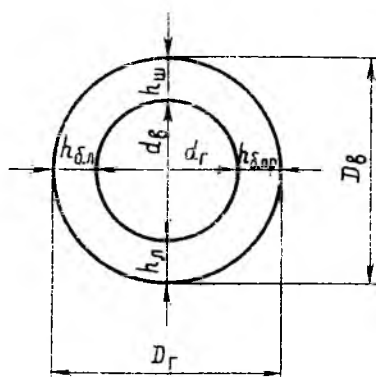


Рис. 3. Опалубочные размеры

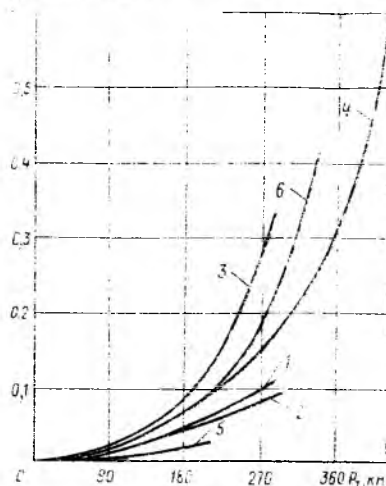


Рис. 5. Диаграмма «нагрузка — деформация вертикального диаметра»
1 — Т-1; 2 — Т-2; 3 — ТФ-1; 4 — ТФ-2П; 5 — ТА; 6 — ТФП

кального диаметра к моменту разрушения щебенитого фибробетона и цементно-песчаного фибробетона с 1,2 % фибр в три и шесть раз превышает аналогичные показатели для щебенитого бетона без волокна (0,29; 0,61 и 0,1 мм) и в девять раз при 1,5 % волокна по сравнению с щебенитым железобетоном (0,04 и 0,35 мм).

Технико-экономическими расчетами установлено, что использование для армирования цементно-песчаного бетона отходов СВМ волокна позволяет снизить для различных изделий и конструкций расход бетона на 15...25 %;

Рис. 4. Характер разрушения

трудоемкость на 20...30 %; расход арматурной стали до 75...80 % (некоторые изделия можно изготавливать вообще без арматуры); повысить долговечность.

Эффективность фибробетонных конструкций подтверждается также опытом Японии, США, ФРГ и др.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Фибробетон и его применение в строительстве. Под ред. Б. А. Крылова, К. М. Королева. — М.: НИИЖБ, 1979. — 173 с.
2. Крылов Б. А. Фибробетон и его свойства. — М.: ЦИНИС, 1974. — 44 с.
3. Прочность фибробетона, армированного различными волокнами / Б. А. Крылов, Г. М. Соскин, А. Н. Карпов и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 13—14.

Е. Н. МАЛИНСКИЙ, канд. техн. наук, Ш. Р. МИРЗАЕВ, инж. (НИИЖБ)

Гелиотермообработка конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона

Объемы производства в нашей стране изделий из конструкционно-теплоизоляционных легких бетонов, в том числе керамзитобетона, непрерывно возрастают. Ежегодный выпуск в 1990—1995 гг. составит около 30 млн. м³. Значительная часть изделий, особенно в районах с жарким климатом, изготавливается из керамзитобетона в условиях открытых цехов и полигонов, поэтому необходимы эффективные способы гелиотермообработки изделий из него.

Существующие способы гелиотермообработки разработаны и рекомендованы в основном для изделий из тяжелого бетона и, как правило, не подходят к керамзитобетону. Так, при реализации наиболее распространенной гелиотермообработки изделий с применением покрытий СВИТАП над изделием создается замкнутая паровоздушная прослойка, которая характеризуется повышенной температурой и почти 100 %-ной относительной влажностью и препятствует необходимому для изделий обезвоживанию для обеспечения требуемой отпускной влажности бетона.

Твердение свежесушеного керамзитобетона в естественных условиях сухого жаркого климата без ухода сопровождается интенсивным обезвоживанием и пластической усадкой, приводящими к нарушению структуры бетона и снижению его месячной прочности на 20...35 % [1, 2]. Затрудняют, по нашему мнению, формирование бездефектной структуры керамзитобетона и некоторые рекомендации по тепловой обработке Пособия [3] (максимальная температура среды в камерах сухого прогрева 150 °С, система вентиляции, тепловая обработка в открытых термоформах и др.).

Для керамзитобетона наиболее эффективна такая тепловая обработка, при которой процессы формирования его структуры и нарастания прочности сопровождаются одновременным обезвоживанием с невысокой контролируемой интенсивностью, обеспечивая приобретение бетоном бездефектной структуры, требуемой прочности и отпускной влажности.

Исследования показали, что указанные условия твердения керамзитобетона могут быть созданы при термообработке его в теплоаккумулирующих гелиокамерах однорядной загрузки, в которых изделия, твердеющие в формах, выполняют функции гелиоприемников. Эти камеры, реализующие элементы технологии СВИТАП, позволяют также повысить эффективность гелиотермообработки изделий в результате снижения теплопотерь твердеющего бетона в окружающую среду, аккумуляции тепла солнечной радиации ограждающими конструкциями гелиокамер и дополнительного подвода его к изделиям, особенно в ночное время суток.

Оптимизацию параметров теплоак-

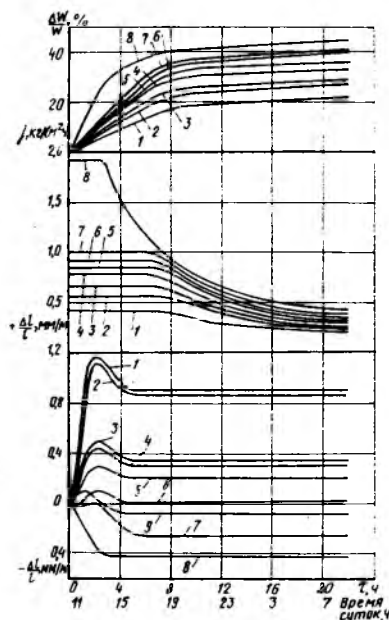


Рис. 1. Обезвоживание и начальные деформации керамзитобетона при твердении в лабораторной гелиокамере в зависимости от δ и K

1 — $\delta=1$ см; $K=0,4$; 2 — $\delta=2$ см; $K=0,21$; 3 — $\delta=10$ см; $K=0,15$; 4 — $\delta=12$ см; $K=0,1$; 5 — $\delta=36$ см; $K=0,05$; 6 — $\delta=60$ см; $K=0,023$; 7 — $\delta=80$ см; $K=0,018$; 8 — $\delta \rightarrow \infty$; $K \rightarrow 0$ (твердение в естественных условиях сухого жаркого климата); 9 — начальные деформации тяжелого бетона класса В15 (состава 1-2,8-4,2 при В/Ц=0,72) при $\delta=1$ см и $K=0,4$

кумулирующих гелиокамер однорядной загрузки проводили на основе результатов экспериментальных исследований физических процессов, происходящих в керамзитобетоне, а также кинетики его прогрева от солнечной радиации и нарастания прочности. Исследования проводили в специально созданной лабораторной гелиокамере, позволяющей моделировать основные параметры реальных гелиокамер однорядной загрузки в естественных условиях сухого жаркого климата (в г. Бухаре).

Изучали физические процессы, происходящие в свежесушеном керамзитобетоне: прогрев, обезвоживание, тепловое расширение, пластическую усадку (на образцах размером $10 \times 10 \times 30$ см с $M_{от.г}=10 \text{ м}^{-1}$), нарастание прочности (по кубам с ребром 10 см). Температуру и относительную влажность среды камеры измеряли и фиксировали ХК-термопарами и автоматическим потенциометром типа КСП-4. Конструкция лабораторной гелиокамеры позволяла изменять параметры объема вокруг твердеющего керамзитобетона и, следовательно, условия его твердения.

При оптимизации параметров гелиокамер учитывали температуру керамзитобетона ($t, ^\circ\text{C}$), его зрелость (M , град·ч), влагопотери ($\frac{\Delta W}{W}, \%$) максимальную интенсивность обезвоживания [j , кг/(м²·ч)], тепловое расширение ($+\frac{\Delta l}{l}, \frac{\text{мм}}{\text{м}}$), пластическую усадку ($-\frac{\Delta l}{l}, \frac{\text{мм}}{\text{м}}$), а также его прочностные показатели на сжатие (R).

Оптимизацию параметров гелиокамер производили по образцам высотой 10 см для изделий такой же толщины. Рассматриваемые физические процессы в изделиях этой толщины протекают в наиболее неблагоприятных условиях.

Для изделий толщиной более 10 см. обезвоживание, пластическая усадка, прогрев, тепловое расширение и другие процессы будут протекать менее интенсивно.

В экспериментах применяли портландцемент Навойского цементного завода марки 400, керамзитовый гравий фракции 10...20 мм ($\rho_{\text{нас}}=374 \text{ кг/м}^3$) и фракции 5...10 мм ($\rho_{\text{нас}}=415 \text{ кг/м}^3$) Бухарского завода (марка по прочности П75), керамзитовый песок ($\rho_{\text{нас}}=850 \text{ кг/м}^3$). Изучали конструктивно-теплоизоляционный керамзитобетон классов В5 и В7,5 средней плотностью в сухом состоянии 950...1000 кг/м^3 . При этом расход цемента составлял 200...225 кг/м^3 , а крупного заполнителя — 0,83...0,85 $\text{м}^3/\text{м}^3$.

На рис. 1 представлены результаты исследований обезвоживания, теплового расширения и пластической усадки керамзитобетона, твердевшего в лабораторной гелиокамере при различных значениях δ (величины воздушно-го зазора между верхней поверхностью свежееотформованных бетонных образцов и нижней поверхностью светопрозрачного покрытия) и коэффициента K , являющегося отношением объема бетона в гелиокамере к свободному объему для испарения влаги. По мере увеличения значения δ (и, следовательно, уменьшения значения K) влагопотери из твердеющего керамзитобетона за 8 ч возрастают от 17 (при $\delta=1 \text{ см}$ и $K=0,4$) до 40 % (при твердении бетона в естественных условиях). При этом интенсивность обезвоживания увеличивалась соответственно от 0,41 до 1,9 $\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$.

Тепловое расширение керамзитобетона, твердевшего в гелиокамере с наибольшей степенью заполнения в условиях, приближенных к твердению бетона под СВИТАП, происходило довольно интенсивно и достигало 1,1...1,6 мм/м (кривые 1, 2), значительно превышая максимальные деформации тяжелого бетона, твердевшего в этих же условиях (кривая 9). При этом неинтенсивное обезвоживание материала не позволяло существенно снизить значение $+\frac{\Delta l}{l}$ при протекании пластической усадки. В результате интенсивного теплового расширения свежееотформованного керамзитобетона поверхностные зоны образцов оказались разрыхленными, с трещинами, которые появились в результате воздействия на формирующуюся структуру бетона внутреннего избыточного давления паровоздушной смеси, возникшего при объемном температурном расширении жидкой и газообразной фаз, содержащихся в материале в значительном количестве.

Исходя из этого можно заключить, что гелиотермообработка керамзитобетона в максимально заполненных изделиях гелиокамерах односторонней загрузки (при $\delta \leq 5 \text{ см}$ и $K \geq 0,2$), т. е.

в условиях, близких к условиям твердения бетона под покрытиями СВИТАП, из-за протекания интенсивного теплового расширения недопустима.

По мере увеличения объема гелиокамеры (увеличения δ и уменьшения K) максимальные значения начальных деформаций керамзитобетона снижаются, меняется их знак и при $\delta=80 \text{ см}$ и $K=0,018$ (кривая 7) вместо теплового расширения бетона наблюдается его пластическая усадка. Одновременно с изменением вида деструктивных процессов и характера их протекания в керамзитобетоне при увеличении δ и уменьшении K снижается эффективность гелиопрогрева бетона.

Обобщенные результаты исследований по оптимизации параметров факторов с учетом рассмогения факторов представлены на рис. 2. Интегрирующими критериями оптимизации яв-

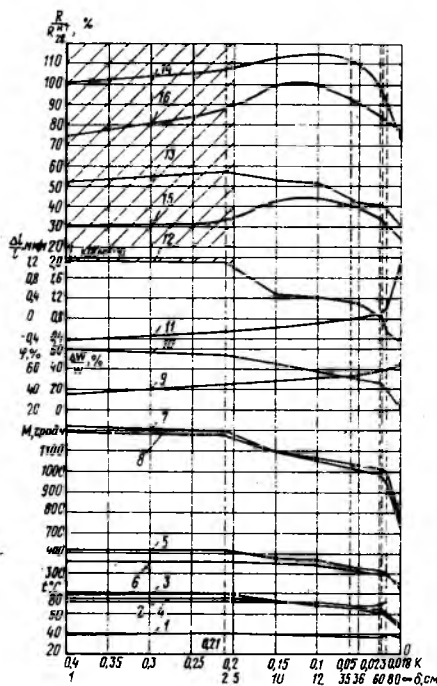


Рис. 2. Прогрев керамзитобетона, его зрелость, обезвоживание, начальные деформации и прочность при твердении в гелиокамерах в зависимости от δ и K . 1 — максимальная температура окружающей среды; 2 — то же среды гелиокамеры; 4 — температура бетона в 5 мм от верхней поверхности образца; 4 — то же в 50 мм; 5 — зрелость зоны, расположенной в 5 мм от верхней поверхности образца, в возрасте 6 ч; 6 — то же, в 50 мм; 7 — то же, в возрасте 22 ч; 8 — то же, в 50 мм; 9 — потери воды затворения за 22 ч; 10 — относительная влажность среды гелиокамеры и окружающей среды в период разогрева; 11 — интенсивность обезвоживания бетона; 12 — начальная деформация; 13 — прочность гелиотермообработанного бетона в возрасте 22 ч; 14 — то же в возрасте 28 сут (последующее твердение бетона в нормальных условиях); 15 — прочность образцов, распалубленных через 40 мин после формирования в возрасте 22 ч; 16 — то же, в возрасте 28 сут; $\square$ — значения δ и K , при которых гелиотермообработка бетона приводила к появлению трещин и других дефектов

ляются начальные деформации и прочность керамзитобетона. Анализ характера кривых показал, что для термообработки керамзитобетона оптимальны гелиокамеры односторонней загрузки с $\delta=10...12 \text{ см}$ и $K=0,1...0,15$. При этом

$+\frac{\Delta l}{l}$ бетона составляет около 0,4 мм/м, что соответствует расширению зрелого бетона $[\Delta l^* = 1000 \cdot 7,4 \cdot 10^{-6} (79...28) = 0,38 \text{ мм/м}]$ и свидетельствует о формировании бездефектной структуры. При $\delta < 10 \text{ см}$ и $K > 0,15$ ведущим деструктивным процессом в твердеющем бетоне является его тепловое расширение, приводящее к появлению трещин и других дефектов структуры, а при $\delta > 60 \text{ см}$ и $K < 0,023$ — к пластической усадке. Кривые изменения прочности полностью подтверждают приведенный вывод.

Следует отметить, что бетоны со значительным тепловым расширением и трещинами при гелиотермообработке в камерах с $K > 0,2$ не имели в возрасте 1 мес недобора прочности по сравнению с марочной (кривая 14). Это объясняется тем, что достаточно жесткая конструкция форм стандартных образцов препятствовала свободному тепловому расширению бетона, способствуя этим упрочнению его структуры и искажению действительной картины влияния теплового расширения на деструкцию керамзитобетона. Когда образцы по специальной методике были распалублены через 40 мин после формирования и подвергнуты гелиотермообработке без форм, влияние деструктивных процессов на прочностные показатели бетона четко проявилось (кривая 16).

Как следует из рис. 2, образцы, подвергнутые обработке в гелиокамерах с оптимальными параметрами, имеют в суточном возрасте прочность, составляющую 50...55 % R_{28} (для бетонов класса В7,5), а в возрасте 1 мес — существенно превышающую марочную. Испытания показали, что фактическая прочность бетона изделий, изготовленных в жаркое время года (при максимальной температуре воздуха выше $+35^\circ \text{C}$) на портландцементе марки 400 и твердевших в гелиокамерах, через 22 ч после изготовления не ниже 50...55 % R_{28} для бетона классов В5 и В7,5.

При этом интенсивность обезвоживания керамзитобетона составляет 0,5...0,7 $\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ (кривая 11), а суммарные потери воды затворения в суточном возрасте 30...35 % (кривая 9).

* Значение коэффициента температурного расширения дано по [4].

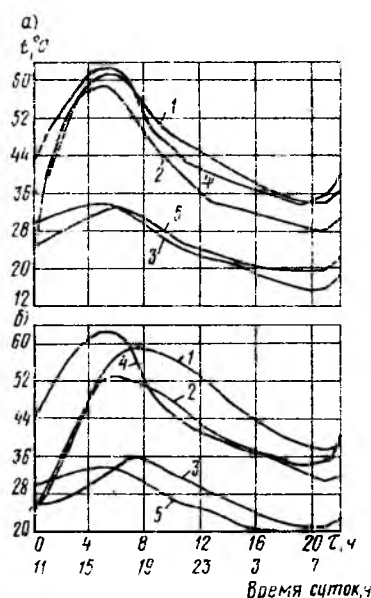


Рис. 3. Кинетика прогрева блоков из керамзитобетона в различных условиях а — 5 мм от верхней поверхности блока, б — то же, 75 мм. 1 — твердение в гелиокамере; 2 — то же в гелиоформе под СВИТАП; 3 — то же в естественных условиях без ухода; 4 — температура среды в гелиокамере; 5 — температура окружающей среды

Такая обезвоживающая обеспечивает отпущенную влажность бетона, изделие после гелиотермообработки не превышает 10-15 % объема. Несмотря на то, что изделия в гелиотермокамере были обработаны в гелиокамере, в гелиоформе и под СВИТАП, в результате, после твердения, в бетоне не произошло разрушения, трещин, растрескивания, что позволило использовать его для изготовления бетонных изделий. В гелиокамере и гелиоформе бетонные изделия не растрескивались, благодаря чему в дальнейшем, разрушения не происходили в свежеизготовленном бетоне и формированию его бездефектной структуры. Морозостойкость такого бетона практически не отличалась от бетона нормального твердения.

Для изучения кинетики прогрева керамзитобетона были созданы гелиокамеры с обогреваемыми конструкциями из тяжелого бетона. Толщина обогреваемых конструкций 300 мм была принята исходя из зарядки (накопления тепла) и разрядки (отдачи тепла) аккумулятора на основе данных [5].

Прогрев бетона изучали на блоках размером 40×40×15 см и стандартных образцах-кубах с ребром 15 см. Для сравнения изучали также прогрев керамзитобетона, твердевшего в гелиоформах под СВИТАП и в естественных условиях без ухода. Параметры гелиокамеры были приняты следующими: $\delta=10\ldots12$ см и $K=0,15$.

Прогрев блоков в гелиокамере намного эффективнее, чем под СВИТАП

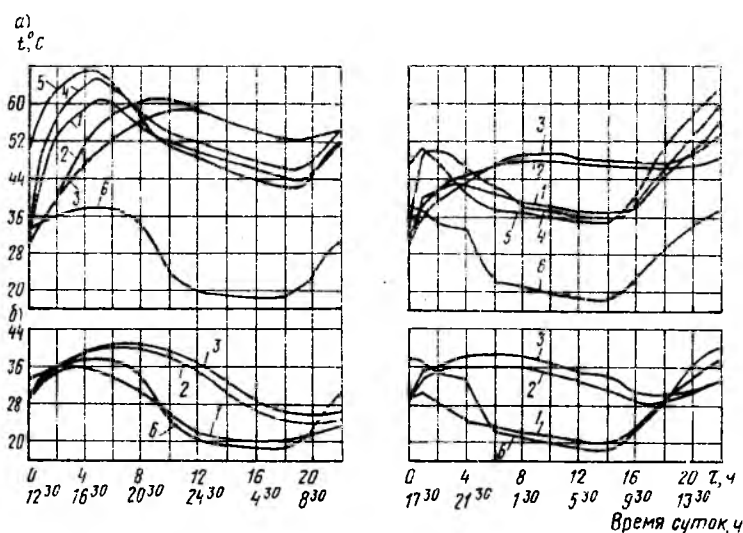


Рис. 4. Кинетика прогрева стеновых панелей из керамзитобетона

а — в гелиокамере с началом обработки в 12-30 и 17-30 ч; б — то же в естественных условиях без ухода; 1 — 30 мм от верхней поверхности изделия; 2 — то же 150 мм; 3 — то же 270 мм; 4 — центр стандартного образца-куба с ребром 15 см; 5 — температура среды гелиокамеры; 6 — температура окружающей среды

(рис. 3). Максимальная температура в центре блока, твердевшего в гелиокамере, достигала 59 °С, а под СВИТАП — 53 °С. При этом зрелость керамзитобетона, твердевшего в гелиокамере, под СВИТАП и без ухода составляла (в центре блоков) соответственно 1020, 880 и 600 град./ч.

Таким образом, в результате аккумуляции тепла солнечной радиацией от обогреваемых конструкций гелиокамеры и гелиоформы, обеспечивая прогрев бетона и окружающую среду, позволяют бетону, твердеющему под СВИТАП, в гелиоформе, по сравнению с бетоном, твердеющим без ухода, повысить прочность на 15-20 %, а при применении СВИТАП и на 70 % выше, при этом не ухудшая качества бетона. Прогрессивная гелиокамера для обработки изделий из керамзитобетона позволяет увеличить продолжительность срока твердения бетона и снизить количество растрескиваний и расширений, уменьшить границы изготовления изделий в течение суток.

Для выявления возможности изготовления изделий в различные время суток были проведены эксперименты на бетонных образцах, отформованных и помещенных в гелиокамеру в различные

Таблица 1

Время начала обра- ботки, ч	M_{280} град./ч	R_{280} МПа	K МПа в возрасте, сут	1	28*
11-30	940	12,3	5,5	11,9	
14	952	12,1	5,4	11,9	
17	884 (731**)	11,6	4,8	10,9	
26-30	858	12,0	5,6	10,9	

* После гелиотермообработки образцы-кубы 27 сут твердели без ухода.

** Для бетонного блока, твердевшего в гелиоформе под СВИТАП.

время суток (в конце сентября). Как следует из табл. 1, суточная зрелость бетона, отформованного и установленного в гелиокамеру во вторую половину дня и вечером, на 6...9 % отличается от зрелости бетона, приготовленного утром. Незначительная разница и в прочности таких бетонов.

Таким образом, применение теплоаккумулирующих гелиокамер позволяет изготовлять изделия из керамзитобетона и ж/б в любое время, обеспечивая при этом бетон классов В8 и В10, достигая в возрасте твердения расчетную прочность, превышающую 40 МПа. При этом эффективность обработки бетона в гелиокамере при прогреве изделий до второй смены по сравнению с твердением со СВИТАП выше, чем в первую смену. Так, при начале обработки в 17 ч зрелость бетона, приготовленного в гелиокамере, на 21 % превышает зрелость бетона, приготовленного под СВИТАП, а при начале обработки в 11 ч — всего на 14,6 %.

Исследования показали, что в районах с жарким климатом теплоаккумулирующие гелиокамеры позволяют обеспечить высокую обрабатываемость форм при изготовлении изделий даже во вторую смену, в течение 6...7 мес в году с применением дополнительного источника тепловой энергии.

Выполненные опытно-промышленные исследования гелиотермообработки изделий из керамзитобетона в теплоаккумулирующих гелиокамерах сдвинутой загрузки было осуществлено в 1989 г. на заводе ЖБИИК № 6 ТО Устройконструкция. Экспериментальные исследования, проведенные в производственных условиях завода на опытно-промышленной гелиокамере подтвердили полученные

Таблица 2

Условия твердения изделий	$M_{22\text{ч}}^*$, град.ч	$R_{22\text{ч}}^*$, МПа	R_{28}^* , МПа	$W_{\text{отн.}} \%$ по объему
Гелиокамера	1120**/915 1200/1010 1150/1020	7,4/4,7	12,1/8,4	9,4/10,3
Естественные условия без ухода	595/551 724/725 755/767	3,4/2,9	8,2/5,3	—/—

Примечание. Перед чертой — при изготовлении изделий в 12—30 ч. после черты — в 17—30 ч.

* M соответственно в центральных и нижних зонах.

** M стандартных образцов с ребром 15 см — 1220 град.ч.

в лабораторных условиях результаты и показали высокую эффективность тепловой обработки изделий в теплоаккумулирующих гелиокамерах. Эксперименты проводили с бетонами при-

нятых заводских составов. Основные результаты исследований приведены на рис. 4.

Как следует из табл. 2, суточная прочность бетона изделий, обработан-

ных в гелиокамерах, в 1,6...2,2 раза превышает прочность бетона изделий, твердевших без ухода. При этом бетон таких изделий почти полностью набирает марочную прочность в возрасте 1 мес. В то же время бетон, твердевший без ухода, не набирает в возрасте 1 мес 32...38 % R_{28} . К сожалению, твердение изделий из керамзитобетона в естественных условиях жаркого климата без ухода в настоящее время довольно распространено на заводах южных регионов страны.

Серийное производство керамзитобетонных стеновых панелей с тепловой обработкой в теплоаккумулирующих гелиокамерах однорядной загрузки было впервые организовано на ДСК (Бухара) ПСМО Узградстрой (рис. 5) и на ССК № 3 РПО Узагропромстройиндустрия в пос. Солдатское (рис. 6).

Таким образом, гелиотермообработку изделий конструктивно-теплоизоляционного керамзитобетона целесообразно проводить в теплоаккумулирующих гелиокамерах однорядной загрузки, в которых твердеющие в формах изделия выполняют функции гелиоприемников. Применение этих камер с оптимизированными параметрами, с одной стороны, обуславливает получение бетона бездефектной структуры с требуемой прочностью, обеспечивающей суточный цикл производства, и отпускной влажностью, не превышающей 11...12 % по объему, а с другой, — повышает эффективность использования солнечной энергии для тепловой обработки изделий за счет увеличения продолжительности сезонного периода применения гелиотермообработки и обеспечения возможности изготовления изделий в течение светового дня.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мионов С. А., Малинский Е. Н. Основы технологии бетона в условиях сухого жаркого климата. — М.: Стройиздат, 1985. — 317 с.
2. Малинский Е. Н., Мирзасев Ш. Р., Вахитов М. М. Обезвоживание и пластическая усадка конструктивно-теплоизоляционного керамзитобетона // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1989. — № 8. — С. 36—38.
3. Пособие по тепловой обработке сборных железобетонных конструкций и изделий (к СНиП 3.09.01—85). М.: ВНИИЖелезобетон, 1989. — 50 с.
4. Баженов Ю. М. Технология бетона. — М.: Высшая школа, 1987. — 415 с.
5. Заседаев И. Б., Шифрин С. А., Малороев М. М. Тепло-технические основы организации трехсменной работы гелиополитонов // Бетон и железобетон — 1987. — № 12. — С. 12—13.

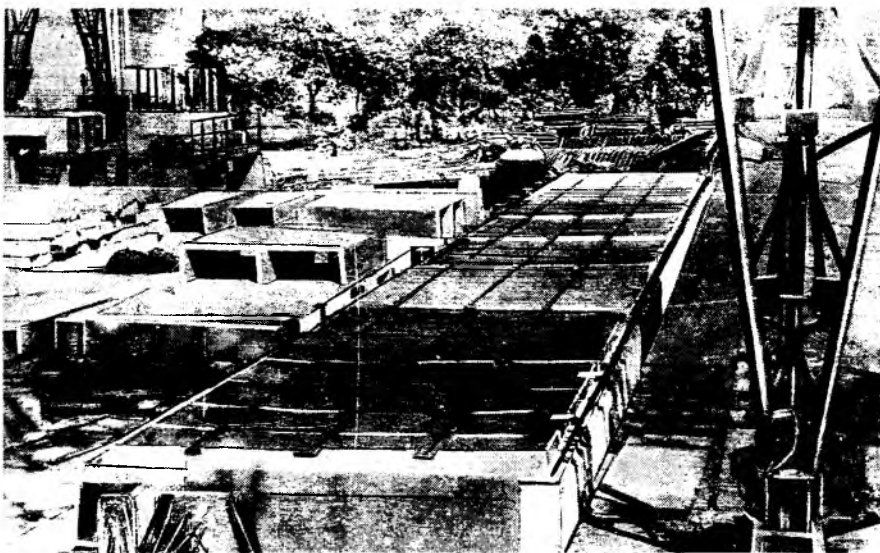


Рис. 5. Ямные камеры напольного типа со съёмными светопрозрачными крышками на гелиополитоне ДСК (Бухара)



Рис. 6. Технологическая линия с индивидуальными тупиковыми камерами шелевого типа на ССК № 3 в пос. Солдатский (Ташкентская обл.)

П. Н. ГАНАГА, канд. техн. наук, Х. АРЕФ, А. Г. БИРЮКОВ, инженеры (Ростовский инженерно-строительный ин-т)

Влияние возраста бетона на прочность и жесткость балок

Современные методы расчета железобетонных конструкций используют полную диаграмму деформирования бетона $\sigma_b - \epsilon_b$ в явном виде. Для ее обоснованного описания необходимо учитывать все факторы, влияющие на ее характер. Многочисленные исследования выявили основные факторы, определяющие деформации бетона. Наиболее изучены из них вид бетона, прочность и влажность, скорость загрузки, масштаб образца и др. В количественном отношении изучено влияние возраста на характер диаграммы деформирования бетона.

В результате анализа опытных диаграмм, полученных в НИИЖБе, НИИСКе, Одесском и Ростовском инженерно-строительных институтах и других организациях, установлено, что усреднение предельной деформативности при учете диаграмм бетона $\sigma_b - \epsilon_b$ в явном виде может привести к существенным ошибкам. Для уточнения в Ростовском инженерно-строительном институте испытывали призмы по методике НИИЖБа (способом жестких вставок) из тяжелого и легкого бетонов различной прочности и возраста. В качестве крупного заполнителя использовали щебень Жирновского карьера и керамзит Ростовского, Ставропольского и Сочинского заводов, мелким заполнителем служил кварцевый песок. Жесткость смеси принимали равной 30...40 с, твердение в естественных условиях. Как видно из рис. 1, 2, возраст бетона существенно влияет на характер диаграммы и предельную деформативность бетона ϵ_{b1} . Значения ϵ_{b1} в возрасте 1 г. на 20...30 % ниже, чем в 28-суточном возрасте для равнопрочных бетонов, отличающихся лишь соотношением цемента и мелкого заполнителя. При определении ϵ_{b1} по формуле Гука необходимо установить коэффициент упругости ν_{b1} , соответствующий моменту достижения максимальных напряжений в бетоне (вершина диаграммы). Для получения зависимости $\hat{\nu}_{b1}$ от прочности R_b и возраста бетона τ использовали зависимость, полученную в источнике [1] и имеющую вид дробно-линейной функции

$$y = \frac{ax}{b+x} \quad (1)$$

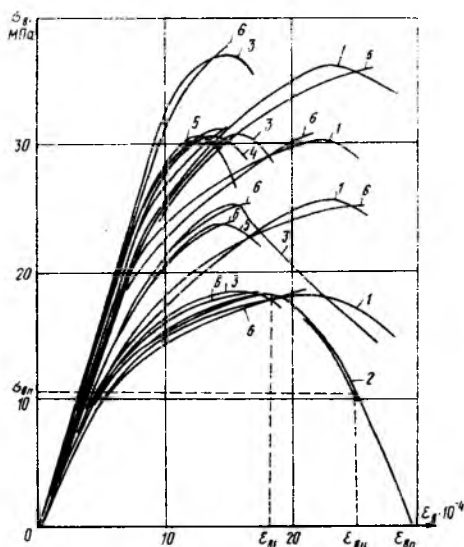


Рис. 1. Влияние возраста тяжелого бетона τ на диаграмму $\sigma_b - \epsilon_b$

1 — $\tau=28$; 2 — $\tau=120$ сут; 3 — $\tau=1$; 4 — $\tau=5$; 5 — $\tau=7$ лет; 6 — по формуле (3)

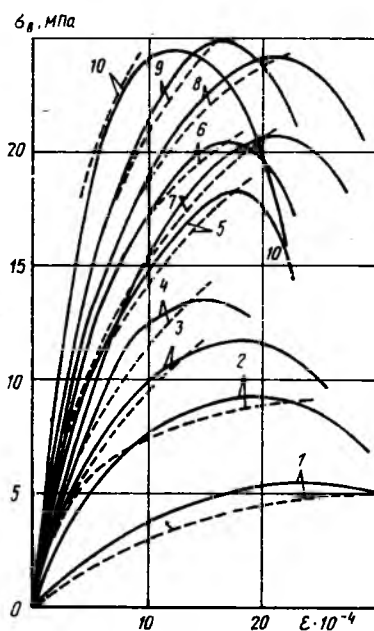


Рис. 2. Влияние возраста керамзитобетона τ на диаграмму $\sigma_b - \epsilon_b$

— опытные значения; — по формуле (3)

1 — $\tau=7$; 2 — $\tau=14$; 3 — $\tau=50$ сут; 4...6, 9 — $\tau=1$ год; 7, 8 — $\tau=28$ сут; 10 — $\tau=7$ лет

Подставляя вместо x опытные значения R_b и τ , а вместо y $\hat{\nu}_{b1}$ и применяя метод выравнивания, а также используя статистическую обработку данных методом наименьших квадратов, получим зависимость, хорошо аппроксимирующую опытные значения (рис. 3).

$$\hat{\nu}_{b1} = \frac{aR_b\tau}{b + R_b\tau} \quad (2)$$

где $a=1.1$; $b=600-3.5 R_b+22\tau$ для тяжелого бетона, $a=1.02$; $b=185+4.5 R_b+12\tau$ для керамзитобетона.

Учитывая универсальность выражения (1), ее используют для определения зависимости между относительным пределом упругости бетона $y = \sigma_{bel}/R_b$ и $x = R_b\tau$.

В результате статистической обработки опытных данных различных авторов [2] найдены постоянные коэффициенты $a=1.1$; $b=495+6R_b+14\tau$ для тяжелого бетона, $a=1.3$; $b=210+10.6R_b+26.6\tau$ для керамзитобетона. С вероятностью 0,95 интервала значимости $\Delta\hat{\nu}_{b1} = \pm 0,03$; $\Delta\sigma_{bel}/R_b = \pm 0,02$.

Определив параметры $\hat{\epsilon}_{b1}$ и σ_{bel} , можно описывать восходящую ветвь диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$, модернизируя формулу Гука для криволинейного участка

$$\sigma_b = \alpha E_b \epsilon_b \geq \sigma_{bel} \quad (3)$$

где

$$\alpha = \frac{\Delta\sigma_b + \sigma_{bel} \frac{\Delta E_b}{E_b}}{\Delta\sigma_b + \epsilon_b \Delta E_b}$$

при $\sigma_b < \sigma_{bel} - \alpha = 1$.

Для восходящего участка диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$

$$\Delta E_b = E_b - \frac{R_b}{\epsilon_{b1}} \\ \Delta\sigma_b = R_b - \sigma_{bel}$$

Для нисходящего участка

$$\Delta\sigma_b = R_b - \sigma_{bn}; \\ \sigma_{bel} = \sigma_{bn}; \\ \Delta E_b = E_{bn} - \frac{R_b}{\epsilon_{bn} - \epsilon_{b1}}; \\ E_b = E_{bn} = \frac{\sigma_{bu}}{\epsilon_{bn} - \epsilon_{bu}}; \\ \epsilon_a = \epsilon_{an} - \epsilon_{bi};$$

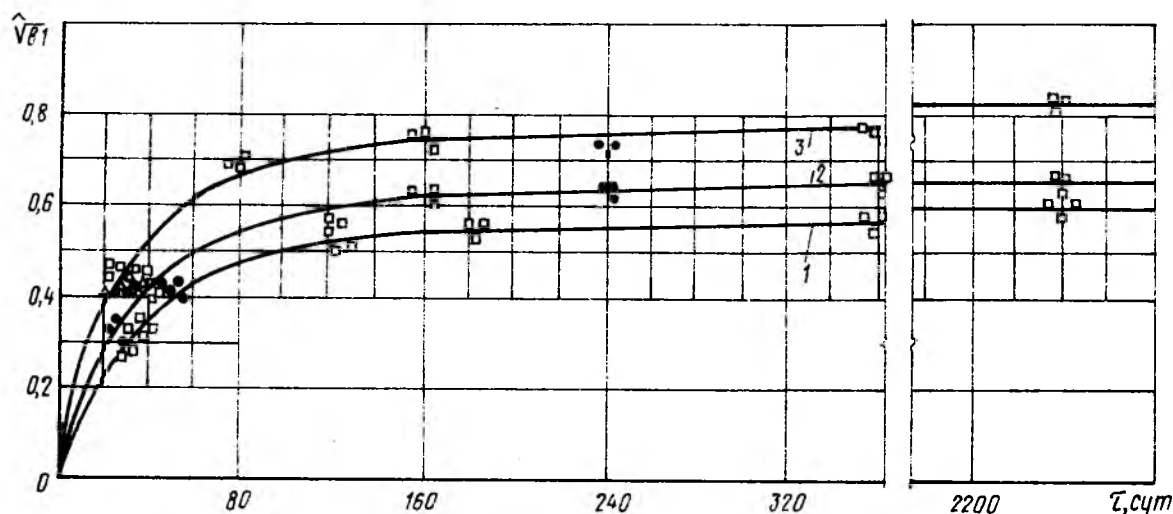


Рис. 3. Зависимость коэффициента упругости от возраста бетона
□, ●, △ — по опытам РИСИ; 1 — $R_b=18$; 2 — $R_b=24$; 3 — $R_b=35$ МПа; 4 — по формуле (2)

$\sigma_{\text{к}}$ — напряжение в конце криволинейного нисходящего участка, соответствующее деформации $\varepsilon_{\text{к}}$ (см. рис. 1); $\varepsilon_{\text{к}}$ — полная относительная деформация от начала сопротивления бетона до окончания, включая нисходящий участок.

Исследованиями НИИСКА [3] установлено, что при использовании понятия средних деформаций (напряжений) диаграмма осевого сжатия бетона сопоставима с диаграммами неоднородного сжатия (внецентренное сжатие, изгиб). В связи с этим полученные зависимости на центрально сжатых образцах использовали при расчетах изгибаемых элементов.

В качестве опытных образцов служили перearмированные балки из тяжелого бетона (первая буква шифра Т) и керамзитобетона (первая буква шифра К) размером $12 \times 20 \times 300$ см. Бетон из жестких смесей твердел в естественных условиях. Преднапряженные балки (вторая буква шифра П) армировали $2\phi 10$ Ат-VI в растянутой зоне и $2\phi 5$ Вр-II в сжатой. Остальные балки, армированные $3\phi 16$ А-III разрушались по сжатой зоне. Из таблицы следует, что влияние возраста бетона на прочность балок с $\xi \leq \xi_R$ сказывается в меньшей степени, чем в перearмированных элементах, поскольку определяющим является усилие в растянутой арматуре. Прогобы балок из бетона в возрасте $t=40$ сут при $M=0,6 M_u$ превышают аналогичные при их загрузении в возрасте 130 сут на 30...35 %.

Отклонения теоретических разрушающих моментов, вычисленных по действующим нормам (без учета влияния возраста бетона), от опытных составили для керамзитобетонных балок 9...10,

Шифр балок	ξ	ξ_R	R_b , МПа	t , сут	$M_u(t)$, кН·м	M , кН·м	$\frac{M_u(t)-M_1}{M_u(t)} \cdot 100\%$	$\frac{M_u(t)-M_2}{M_u(t)} \cdot 100\%$	$f(t)$, мм, при $M=0,6 \times M_{u(t)}$	$\frac{f(t)-f_{(100)}}{f(t)} \cdot 100\%$
Керамзитобетон										
КПК-2-3,4	0,28	0,43	30,0	40	28,3	27,5/28,0	2,7	0,09	11,9	—
КПК-2-5,6	0,31	0,42	30,0	131	25,7	27,6/25,4	—7,4	1,20	7,9	—27,5
КК-1-3,4	0,80	0,62	20,0	37	26,6	26,9/27,0	—0,4	—0,75	13,1	—
КК-2-1,2	0,80	0,62	20,0	360	24,1	26,9/24,0	—11,8	0,20	9,0	—20,8
Тяжелый бетон										
ТК-1-2,3	0,75	0,60	14,4	38	23,8	23,1/24,0	2,9	—0,84	12,2	—
ТК-1-5,6	0,75	0,60	13,9	103	20,3	23,1/20,0	—13,8	1,50	7,8	—36,0

Примечание. Перед чертой — M_1 по нормам; после черты — M_2 [4].

а балок из тяжелого бетона — 15 % не в запас прочности. Теоретические моменты, подсчитанные по методике [4], учитывающей диаграмму $\sigma_b - \varepsilon_b$ в явном виде с учетом зависимостей (1), (2), хорошо согласуются с опытными моментами.

Выводы

Предельная деформативность бетона с увеличением возраста его загрузки изменяется по затухающему закону, что особенно заметно для бетона естественного твердения в возрасте до 100 сут, когда ε_{b1} снижается на 30 %.

Для описания диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ рекомендуется аналитическая зависимость (3), учитывающая возраст бетона.

Снижение предельной деформативности бетона уменьшает прочность перearмированных балок до 15 %, что необходимо учитывать при расчете таких конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Ганага П. Н. Закономерность изменения секущего модуля деформации в однородных твердых телах // Изв. вузов. Сер. Стр.-во и архитектура. — 1988. — № 11. — С. 1—5.
- Ганага П. Н. Использование метода секущих модулей для описания и прогнозирования деформативных свойств бетонов // Совершенствование методов расчета железобетона — Ростов-на-Дону: РИСИ. 1988. — С. 157—163.
- Бачинский В. Я., Бамбура А. Н., Ватагин С. С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии. // Бетон и железобетон. — 1984. — № 10. — С. 18—19.
- Ганага П. Н., Маилян Л. Р. Совершенствование методов расчета железобетонных конструкций и снижение их металлоемкости. — Ставрополь: Ставропольское книжное изд.-во, 1987. — С. 7—59.

УДК 693.546.002.5

Л. А. ВОЛКОВ, инж. (Гипростроммаш)

Новое оборудование для заводов КЖД

Гипростроммаш разработал новое оборудование и технологические линии практически по всем переделам заводов КЖД с целью повышения производительности, надежности, удобства в работе, технологической гибкости, возможности использования как на новых, так и на реконструируемых заводах, а также унификации машин и отдельных узлов.

Оборудование и технологические линии сконструированы на двух заводах производительностью 140 тыс. м² и одном заводе производительностью 300 тыс. м² общей площади в год (работа в две смены) при изготовлении изделий для домов серии 90.1.

Технические показатели заводов

Количество работающих, чел.	551/1 006*
Занимаемая площадь, м ²	12 972/24 786
Масса технологического оборудования, т	4 400/8 160
в т. ч. масса форм, т	2 200/3 900
Уровень механизации, %	50/50
Уровень автоматизации, %	17/17

* Перед чертой — мощность 140; после чертой — 300 тыс. м² общей площади в год.

Главный производственный корпус завода производительностью 140 тыс. м² (см. рисунок) состоит из пяти пролетов длиной 144 м, шириной 24 м и остальных по 18 м. Во вспомогательном пролете предусмотрены участки переоборудования форм и их складирования, доводки и остекления стальных изделий и комплектования материалов.

Арматурный цех расположен в двух пролетах шириной 18 м, перпендикулярных формовочным. Для заготовки арматуры из мотков используют правильноотрезные станки ГД-162, ИВ-6118 и СМЖ-357. Стержневую арматурную сталь перерабатывают на линии 7989. Для гибки стержневой арматуры разработан станок СМЖ-784 с программным управлением.

Изготовление плоских сеток шириной до 450 мм предусмотрено на автоматизированной линии 7971, а гнутых каркасов треугольного профиля — на линии 7972. Плоские сетки шириной до

800 мм выпускают на линиях 7728Б/5 и 7728Б/6 со сварочной машиной МТМ-207, а шириной до 3800 мм — на линиях 7975/1 и 7975/2 со сварочной машиной МТМ-160-1. Сетки и каркасы с унифицированными размерами сваривают на односторонних машинах МТ-2201 и МТ-2102. Для гибки сеток служит станок СМЖ-820. Объемные арматурные каркасы собирают на вертикальных установках СМЖ-286Б и СМЖ-54В, оснащенных подвесными сварочными машинами МТМ-1110 с клещами КТП-8-6.

Бетонобетонный цех производительностью 120 м³/ч выполнен по типовому проекту 409—28—39. В отдельных помещениях расположены отделение приготовления фактурных составов и пост суперпластификаторов. Бетон к формовочным постам поступает по бетоновозным эстакадам самоходными бункерами с автоматическим управлением.

Комплекс оборудования для изготовления панелей наружных стен, разработанный с использованием разработок ВНИИЖелезобетона, предназначен для изготовления однослойных или трехслойных панелей с многовариантной фасадной отделкой по конвейерной технологии. Конвейерная линия состоит из двух параллельных ветвей различной длины, соединенных передаточными тележками. Технологические посты подготовки форм, камеры термической обработки туннельного типа одноярусные, подземные, две из них предназначены для нагрева и термического выдерживания, третья — для охлаждения изделий.

Форму с затвердевшим изделием извлекают из камеры подъемником СМЖ-789-01 (пост № 1) и передвигают по рельсовому пути толкателем на пост № 2. При этом все формы перемещаются на один шаг на последующие посты в направлении к посту № 9 формования изделий, а с него к передаточной тележке приводом СМЖ-790. С поста № 12 на пост № 12а формы поступают с помощью передаточной тележки СМЖ-444-02. На второй ветви конвейерной линии осуществляют укладку и

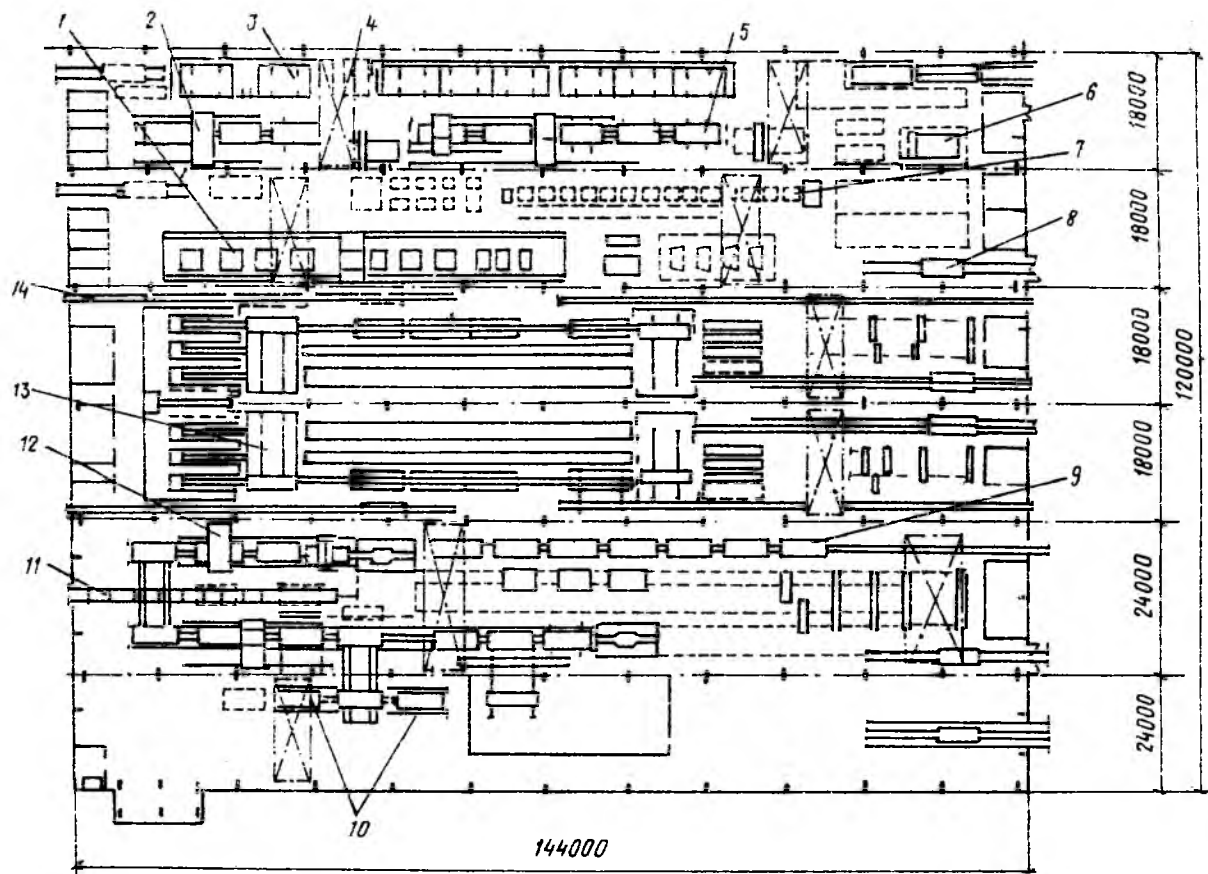
разравнивание раствора, выдерживание изделий и отделку поверхности. Отформованные изделия с поста № 16 транспортируют подъемником СМЖ-789 и загружают в камеры термической обработки. После этого изделия передаточной тележки СМЖ-444-02 (посты 18, 18а) передаются в камеру выдерживания, из которой их извлекают.

На линии формования возможна отделка фасадных поверхностей наружных стен цветным бетоном (трех цветов), рельефом с помощью матриц, укладкой керамической или стеклянной плитки или фактурных составов. На линии отделки предусмотрена окраска водоземлюсионными или другими красками, нанесение мелкозернистого покрытия или водоземлюсионной краски с песком, обжигание водой декоративного заполнителя фактурного состава или плиток. Оборудование линии рассчитано на изготовление изделий длиной 7200 мм с модульным изменением через 100 мм, шириной до 3100 мм и толщиной 250...500 мм.

Разработанные с использованием опыта СКБ ППО Моспромстройматериалов и ВНИИЖелезобетона бетоноукладчики СМЖ-787 и СМЖ-787-01 полупортального типа в зависимости от исполнения имеют сменные рабочие органы, позволяющие укладывать в формы тяжелые и легкие бетонные смеси малой подвижности, подвижные (пластифицированные) смеси с О.К. > 16 см и фактурные слои раствора. Подъемники СМЖ-789 (передвижной) и СМЖ-789-01 (стационарный) рассчитаны на работу с камерами термической обработки до трех ярусов.

Привод технологической линии, разработанный с использованием опыта СКБ ППО Моспромстройматериалов, предназначен для движения отдельных форм-вагонеток или группы форм на конвейерной линии. Привод в исполнении СМЖ-790 используют для перемещения форм, находящихся на конвейерной линии, без разрыва между поддонами, а в исполнении СМЖ-790-01 — с разрывом при максимальном расстоянии между постами 12 м. Привод представляет трубчатый толкатель, перемещающийся от привода с цепной передачей.

Формы имеют поддон СМЖ-805 с трехточечным опиранием и возможностью переналадки по длине и высоте изделий. Фиксатор СМЖ-788 служит для фиксации форм-вагонеток на постах, а также для их дополнительного перемещения с помощью поворотного рычага на расстоянии до 150 мм при необходимости образования зазора между формами на определенных участках технологической линии. Привод



Главный (формовочный) производственный корпус завода КВД производительностью 140 тыс. м² в год

1 — установки для изготовления объемных сантехкабин и шахт лифтов; 2 — комплекс оборудования для выпуска элементов кровли; 3 — трехъярусные камеры ТВО; 4 — мостовой кран; 5 — комплекс оборудования для производства доборных изделий; 6 — шлифовальная машина; 7 — линия отделки сантехкабин и шахт лифтов; 8 — тележка для вывоза готовых изделий; 9 — линия отделки и комплектации наружных стен; 10 — посты переоснастки форм; 11 — конвейер подачи арматуры; 12 — линия для изготовления панелей наружных стен; 13, 14 — кассетно-конвейерные линии для производства панелей внутренних стен и перегородок, а также панелей перекрытий

затвора камеры СМЖ-791 перемещает затвор при открывании или закрывании камеры.

Виброплощадку СМЖ-773, разработанную совместно с ЦНИИС Минтрансстроя СССР, используют для формования изделий массой 10...20 т (вместе с формой). Она состоит из двух вибросекций и двух приводов, соединенных карданными валами. Каждая вибросекция снабжена четырьмя виброблоками, которые через электромагниты и резиновые прокладки передают на форму с частотой 1500 циклов/мин вертикально направленные колебания, создавая виброударный режим уплотнения бетонной смеси.

Подъемные рельсы СМЖ-806 предназначены для подъема и опускания формы с изделием общей массой до 30 т на посту виброплощадки. Устройство СМЖ-793, служащее для открывания бортов форм на посту распалубки и их закрывания на посту сборки, имеет рычажные механизмы поворота бортов с приводом от гидроцилиндров. Кантователь СМЖ-493А предназначен для кантования форм с готовыми изделиями в наклонное положение. Он снабжен поворотной платформой с приводом от

телескопических гидроцилиндров, рельсами для накатывания на них формы-вагонетки и фиксаторами. Разработанная с использованием опыта СКТБ ППО Моспромстройматериалов машина СМЖ-461 служит для заглаживания открытой поверхности отформованных железобетонных изделий с помощью валика и диска. Передаточная тележка СМЖ-444-02 имеет раму на четырех колесах, на которой установлены привод ее передвижения и толкатель в виде каретки с приводом.

Насосную установку производительностью 50 л/мин СМЖ-3003В используют для гидроприводов оборудования конвейерной линии. Устройство 2784/124 служит для передачи форм с конвейерной линии на пост переоснастки и возврата их на конвейерную линию.

Линии отделки и комплектации наружных стен СМЖ-463... СМЖ-468 производительностью 80 м²/ч предназначены для выпуска панелей наружных стен толщиной 250...400 мм, длиной 1230...7200 мм и высотой > 2100 мм с их перемещением при низком опирании на конвейере вдоль постов отделки и комплектации, оснащенных необходимым оборудованием. При этом преду-

смотрены удаление бумаги с облицовочной плитки, обнажение заполнителя, окраска лицевой поверхности панелей и нанесение мелкозернистых покрытий.

Комплекс оборудования для изготовления доборных изделий длиной до 6600 мм, шириной до 3100 мм и высотой до 350 мм включает пять постов технологической полуконвейерной линии и ямные камеры ТВО периодического действия. Для отделки поверхности лестничных площадок по затвердевшему бетону предусмотрен камнешлифовальный станок СМР-013А.

Оборудование для выпуска элементов кровли размером 6600×3600×600 мм имеет три поста технологической линии и ямные камеры ТВО периодического действия.

Комплекс оборудования для изготовления панелей внутренних стен и перегородок длиной до 7200 мм, высотой до 3000 мм и толщиной до 160 мм разработан с использованием опыта Гатчинского СДСК Минсевзапстроя РСФСР, Гатчинского филиала ЦНИИЭП жилища, Тверского СКТБ Стройиндустрия, на основе внедрения линии ранее разработанной Гипростроммашем. Технологическая линия в основном испол-

нении снабжена тремя формовочными постами, на каждом из которых одновременно в двух формах-вагонетках формуют четыре изделия. При необходимости удлинения периода выдерживания изделий перед термической обработкой число формовочных постов и форм-вагонеток можно увеличить. Форма-вагонетка СМЖ-780 представляет собой раму на четырех колесах, имеющую вертикальную стенку с оснасткой с двух сторон, на каждой из которых формуют изделия.

Приводная передаточная тележка СМЖ-781 грузоподъемностью 60 т обеспечивает транспортирование одновременно двух форм-вагонеток с изделиями и их поступление в камеры ТВО или извлечение из камер при помощи толкателя. Установка СМЖ-776 предназначена для формования изделий и первой стадии ТВО, где происходит набор прочности бетона, необходимый для отодвигания боковых щитов от изделий. Она снабжена рамой с тепловым отсеком, установленной на амортизаторах, двумя поворотными рамами с шарнирами и двумя откидными щитами с тепловыми отсеками, вибраторами и

замками. Бетоноукладчик СМЖ-777 включает мост, перемещающийся по рельсовому пути, и раздаточный бункер, который движется в перпендикулярном направлении.

Распалубочное устройство СМЖ-778, снабженное гидроприводом, предназначено для распалубки изделий благодаря отрыву от поверхности среднего отсека формы-вагонетки. Машина СМЖ-779 для чистки формовочной установки имеет плоские капроновые щетки, совершающие круговые движения в плоскости очищаемой поверхности.

Работа на линии заключается в последовательном выполнении операций (распалубка изделий, чистка и смазка форм, установка арматуры и закладных деталей, формование, термообработка) на технологических постах с соответствующим перемещением форм-вагонеток. В каждой камере термической обработки тоннельного типа размещены два параллельных состава форм-вагонеток.

Комплекс оборудования для изготовления панелей перекрытий длиной до 6600 мм, высотой до 3600 мм и толщиной

до 160 мм в основном аналогичен линии для производства внутренних стен, отличаясь модификациями оборудования, связанными с размерами формируемых изделий.

Для выпуска объемных монолитных блоков сантехкабин «колпак» разработаны новые стендовые установки СМЖ-800, СМЖ-801, СМЖ-802, СМЖ-808, а для шахт лифтов — СМЖ-804.

Их отличительная особенность заключается в том, что наружные борта выполнены поворотными относительно вертикальных осей, расположенных в зоне углов опалубки, что позволяет открыванием бортов обеспечить свободный доступ к вкладышу при установке арматуры, закладных деталей, а также при очистке и смазке. Отделку кабин и шахт лифтов производят на линии СМЖ-474, снабженной тележным конвейером.

Испытания опытного оборудования в производственных условиях и эксплуатация на заводе КПД позволят отработать его конструкцию для серийного производства и использования в различных условиях.

УДК 69.021.15

Ю. А. МИНАКОВ, канд. техн. наук (ТСО Марийстрой); Н. Н. ДАНИЛОВ, д-р техн. наук, проф., С. М. НАУМОВ, инж. (МИСИ)

Технология возведения фундаментов в низковольтных термоактивных блок-формах

ТСО Марийстрой впервые в строительной практике предложена индустриальная технология круглогодичного возведения массивных монолитных и изготовления сборных фундаментов, базирующаяся на применении низковольтных термоактивных блок-форм*, являющихся современным техническим средством для сооружения фундаментов с одновременной ТВО. Конструкция стальной низковольтной термоактивной опалубки описана в источнике [1]. Низковольтная термоактивная блок-форма, созданная на основе низковольтной опалубки, обладает достаточной прочностью и долговечностью, проста и надежна в эксплуатации, не требует применения дефицитных материалов, ее легко изготовить в механических мастерских и на участках малой механизации

строительных подразделений и заводов ЖБИ.

Одно из основных преимуществ низковольтных термоактивных блок-форм заключается в возможности создания равномерного температурного поля в конструкции, обеспечения автоматизации управления и регулирования термообработки бетона, а также в том, что монтаж и демонтаж блок-форм можно осуществлять единым блоком на фундаменте.

С целью обоснования эффективности низковольтных блок-форм при зимнем бетонировании изучил физическую модель термообработки бетона и прогнозирования кинетики формирования температурных полей в бетоне с учетом экзотермического тепловыделения.

Для инженерного математического решения использовали графики [2], по которым определяли температуру нагрева бетона в любой точке фундамента при различных временных параметрах в зависимости от критериев Фурье

F_0 и Био Bi . С целью накопления температурных показателей рассчитали на ЭВМ значительное число точек и провели производственные эксперименты. В результате разработана инженерная методика и основы расчета мощности низковольтных блок-форм и кинетики формирования температурных полей в бетоне фундаментов, возводимых с их применением с программным обеспечением для ЭВМ.

Производственная апробация, отработка и внедрение новой технологии осуществлены на натурных фундаментах при строительстве объектов, возводимых ТСО Марийстроем — собственной производственной базы, мебельно-зеркального комбината, гаража на 100 автомашин, котельных, производственных корпусов заводов в Йошкар-Оле, Волжске, Звенигово и др. Выпуск сборных блоков фундаментов налажен на заводе строительных материалов и конструкций объединения. При этом выполняли массивные монолитные же-

* А. с. 1049642 СССР, МКИ³ E 04 G 9/10. Термоактивная блок-форма / Ю. А. Минаков, Н. Н. Данилов, С. М. Наумов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1982. — № 35.

лезобетонные ступенчатые фундаменты объемом до 35 м³ и сборные блоки фундаментов объемом 2,7... 8,6 м³ с модулем поверхности 1,4... 11,7 м⁻¹. Применяли бетон класса В20 с расходом портландцемента марки 400—350 кг/м³. Температура наружного воздуха в зимних условиях достигала (—28)... (—30)°С, а в летних — до 28°С. Отрабатаны режимы ТВО, при которых бетон набирал к ее окончанию, с учетом выдерживания фундаментов после распалубки под брезентом при остывании (в зимних условиях) до 0°С — >50 % R_{28} , а к 28 сут прочность бетона составляла до 112 % марочной и имела тенденцию к росту.

Теоретическими исследованиями установлена, а производственными экспериментами подтверждена эффективная мощность низковольтных термоактивных блок-форм — 1...2 кВт/м² и оптимальные режимы ТВО, гарантирующие равномерность нагрева и достижение бетоном марочной прочности в заданное время.

Период разогрева бетона с учетом фактических тепловых потерь (нагрев блок-формы и поверхностных слоев бетона от начальной до изотермической температуры, компенсация тепловых потерь в окружающую среду и основание) — 1...4 ч. Расход электроэнергии на нагрев бетона в низковольтных термоактивных опалубках и формах не превышает 60...80 кВт·ч на 1 м³ бетона.

Термообработку бетона в низковольтных термоактивных опалубках и формах контролировали по температуре контактной поверхности с учетом времени разогрева бетона. При этом фиксировали максимальную температуру, которая не должна превышать допустимую для данного вида цемента, а также продолжительность и скорость разогрева.

Применение низковольтных термоактивных опалубок и форм обеспечивает благоприятные условия ускоренного твердения бетона в период его разогрева, благодаря активному внесению тепла, что повышает внутреннюю тепловую энергию бетона и предохраняет конструкцию от воздействия отрицательной температуры.

Для реализации новой технологии на строительных объектах и предприятиях стройиндустрии организованы передвижные посты для возведения фундаментов в проектном положении (рис. 1), передвижные приобъектные полигоны для сооружения фундаментов с изготовлением сборных блоков на стройплощадках (рис. 2) и стационарные посты для выпуска сборных блоков на фундаментах на полигонах заводов ЖБИ (рис. 3). При этом с одной позиции

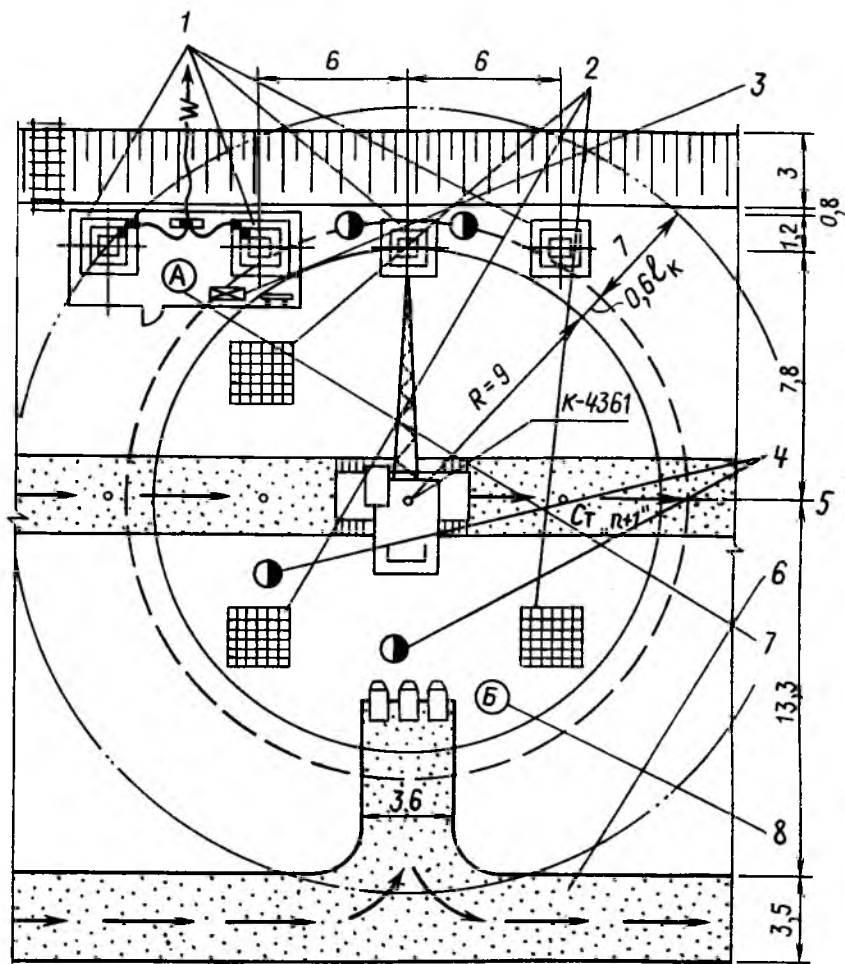


Рис. 1. Передвижной пост по возведению массивных монолитных фундаментов в низковольтных блок-формах в проектном положении
1 — фундаментный блок в проектном положении; 2 — место складирования арматурных сеток; 3 — место хранения нормоконспектов; 4 — место работы бетонщиков; 5 — рабочая стоянка крана и ее номер; 6 — временная дорога; 7 — пост электрообеспечения и управления; 8 — площадка приема бетонной смеси

обеспечивается устройство фундаментов на площади до 600 м². В предложенной технологии все основные процессы механизированы, и ее применение не усложняет технологические переделы.

Термообработка бетона в низковольтных термоактивных блок-формах гарантирует требуемый температурный режим выдерживания бетона, что особенно важно в зимних условиях, когда время предварительного выдерживания ограничено температурой бетона ($\geq 5^\circ\text{C}$). Это обеспечивает двукратную оборачиваемость блок-форм в сутки и позволяет начать монтаж последующих конструкций на эти фундаменты не позднее, чем через 2 сут после их выполнения, в отличие от других методов (4...6 сут).

Установлено, что в низковольтных термоактивных блок-формах происходит равномерный нагрев бетона, благодаря чему на 25...27 % сокращается продолжительность ТВО с уменьшением расхода электроэнергии на 20...25 %. Предложенная технология эффективна

при круглогодичном возведении массивных монолитных и изготовлении сборных фундаментов. В зимних условиях она гарантирует создание бетону оптимальных температурно-влажностных условий. Летом ее применяют с целью интенсификации термообработки и сокращения сроков набора бетоном заданной прочности, поскольку низковольтные блок-формы в отличие от традиционных термоактивных опалубок не подлежат консервации на летний период.

Для обоснования новой технологии исследовали ее теоретические основы и отработали на натурных фундаментах в производственных условиях, что позволило сформулировать основные требования, соблюдение которых гарантирует ее высокую эффективность и экономичность.

В лабораторных и производственных условиях изучено комплексное воздействие на бетон кондуктивного нагрева в низковольтных термоактивных опалубках и формах в сочетании с предварительным электро- и пароразогревом

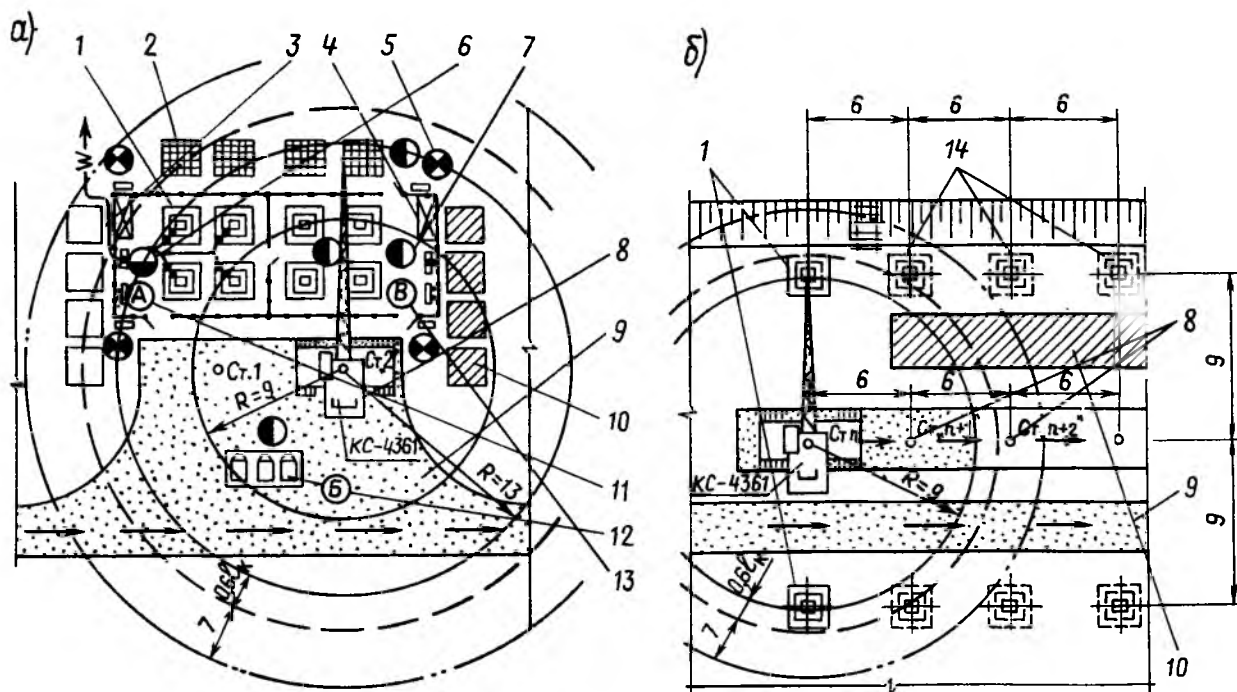


Рис. 2. Передвижной приобъектный полигон по возведению фундаментов с изготовлением сборных блоков в низковольтных блоках в построечных условиях

а — I зона (изготовление); б — II зона (монтаж)

1 — фундаментный блок в проектном положении; 2 — место складирования арматурных сеток; 3 — место складирования и подготовки блок-форм; 4 — место хранения нормоконспектов; 5 — сигнальные лампы; 6 — место работы электромонтера; 7 — место работы бетонщиков; 8 — рабочая стойка крана и ее номер; 9 — временная дорога; 10 — склад фундаментных блоков; 11 — пост электрообеспечения и управления; 12 — площадка приема бетонной смеси; 13 — пост бетонирования фундаментов; 14 — место установки фундаментных блоков

бетонной смеси в кузове автомобиля, в бетоносмесителе и бадьях, а также при введении химических добавок-ускорителей твердения бетона, суперпластификаторов и использования бетонной смеси, изготовленной по раздельной технологии и другими методами. Для различных монолитных и сборных бетонных и железобетонных конструкций (линейных, плоских, криволинейных, объемных и др.) с учетом закономерностей кинетики формирования температурных полей при кондуктивном нагреве бетона в низковольтных термоактивных опалубках и формах в сочетании с комплексным воздействием на бетон комбинированных методов и их влияния на свойства бетона подтверждена эффективность предложенной технологии. При этом значительно повышается культура производства, достигается социальный эффект и обеспечивается

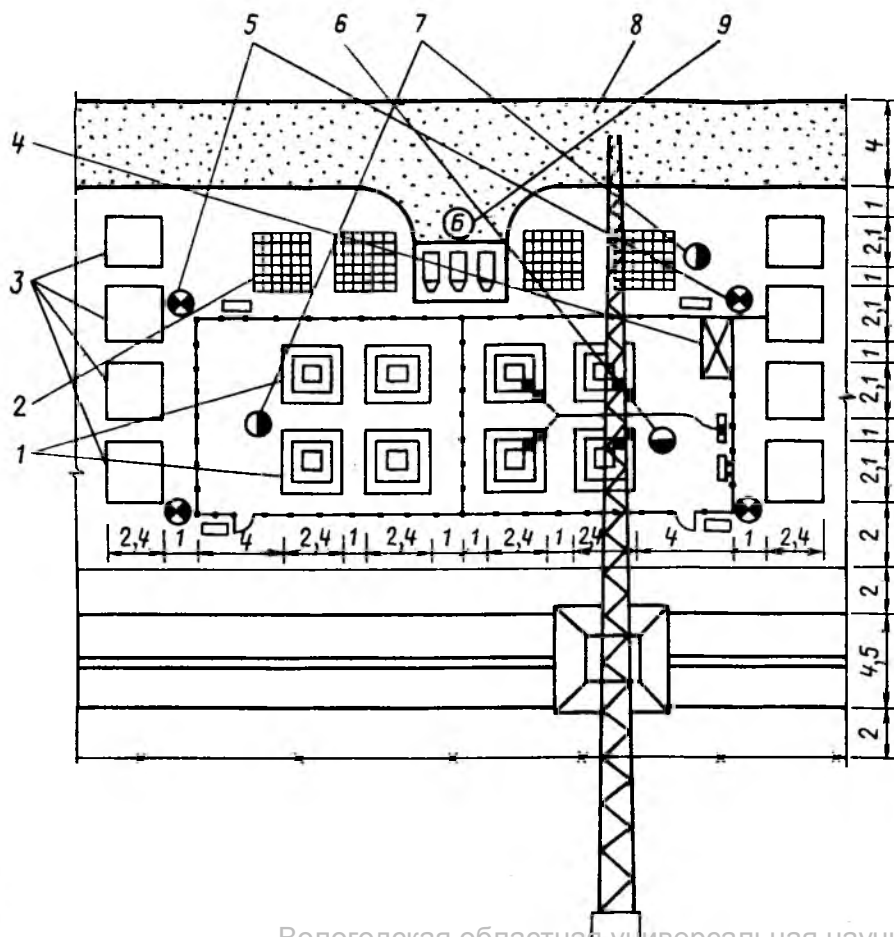


Рис. 3. Стационарный пост по изготовлению сборных блоков фундаментов в низковольтных блоках-формах в заводских условиях

1 — фундаментный блок в проектном положении; 2 — место складирования арматурных сеток; 3 — место складирования и подготовки блок-форм; 4 — место хранения нормоконспектов; 5 — сигнальные лампы; 6 — место работы электромонтера; 7 — место работы бетонщиков; 8 — временная дорога; 9 — площадка приема бетонной смеси

Выводы

Разработана и внедрена новая эффективная индустриальная технология круглогодичного возведения массивных монолитных и изготовления сборных фундаментов, базирующаяся на применении низковольтных термоактивных блок-форм для сооружения фундаментов с одновременной термообработкой бетона методом кондуктивного нагрева. Имеется техническая и проектно-технологическая документация, отражающая основные регламентирующие положения, новые организационные формы технологии, позволяющая организовать работы на стройплощадках и полигонах заводов ЖБИ круглогодично, сократить время сооружения фундаментов.

Подтверждена эффективность технологии — на 1 м^3 бетона стоимость в деле снижается до 1,6 р. По сравнению с традиционными конструкциями термоактивных опалубок расход электроэнергии уменьшается до 15 кВт·ч, трудозатраты до 1,2 чел·ч, расход металла до 8 кг.

Проведены теоретические исследования и производственные эксперименты, позволившие накопить значительный опыт при создании эффективной технологии зимнего бетонирования с комплексным воздействием на бетон комбинированных методов на основе низковольтных термоактивных опалубок и форм и определяющие возможность организации работ на стройплощадках и полигонах заводов ЖБИ круглогодично и достижения экономии трудовых, материально-технических ресурсов и электроэнергии и сокращения продолжительности производства железобетонных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Данилов Н. Н., Наумов С. М., Минаков Ю. А. Стальная термоактивная опалубка // Бетон и железобетон. — 1982. — № 6. — С. 19—20.
2. Пехович А. И., Жидких В. М. Расчеты теплового режима твердых тел. — М.: Энергия, 1976. — 59 с.

Арматура

УДК 691.87:693.554:539.2

В. М. ПЕТРИК, канд. техн. наук (Черниговский педагогический ин-т)

Малоцикловая долговечность арматурной стали при асимметрических нагружениях

Многие строительные конструкции работают при многократно повторяющихся нагрузках различной интенсивности. В случае изменения параметров нагрузки в процессе эксплуатации несущие элементы конструкций испытывают напряжения с различной асимметрией цикла. К ним относятся подкрановые балки, элементы бункерных и разгрузочных эстакад, железобетонные конструкции, поддерживающие оборудование и подвесной транспорт, конструкции, несущие трубопроводы различного назначения, фундаменты мощных прессов и другого металлообрабатывающего оборудования.

Для железобетонных конструкций коэффициент асимметрии цикла $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0,1 \dots 0,9$ [1]. В процессе эксплуатации различные значения R отмечаются при изменении параметров нагрузки. Поэтому представляет теоретический и практический интерес исследование влияния асимметрии нагружения на малоцикловую усталость арматурной стали при постоянных параметрах цикла $\sigma_{\max}$ и $\sigma_{\min}$.

Испытания на осевое растяжение осуществляли при максимальных напряжениях циклов 1, 2 и 1,6 $\sigma_{0,2}$. Различную степень асимметрии цикла достигали изменением $\sigma_{\min}$. При постоянном $\sigma_{\min}$ варьировали $\sigma_{\max}$.

Максимальное напряжение определяли как условное напряжение, равное отношению осевой нагрузки, прикладываемой к образцу, к площади опасного поперечного сечения образца. При этом испытывали цилиндрические образцы с надрезом, представляющим круговую выточку глубиной 1 мм с углом раскрытия 60° и радиусом закругления дна надреза 0,1 мм. Диаметр надрезанной части — 6 мм. Эксперименты проводили на переоборудованной разрывной машине УМ-5 с частотой нагружения 1...2 цикла/мин с базой $2 \cdot 10^4$ циклов. В качестве материала выбрали арматурную сталь класса А-III, марки 35 ГС, применяемую, как правило, в качестве ненапрягаемой арматуры. Эта сталь в ближайшее время останется основным материалом ненапрягаемой арматуры и

составит 40...50 % в общей структуре потребления металлопроката благодаря высокой прочности, относительной простоте изготовления и химического состава [2]. Механические характеристики горячекатаной стали марки 35 ГС в состоянии поставки $\sigma_{0,2} = 412$, $\sigma_s = 706$ МПа, $\delta_s = 19$, $\delta_p = 10,3$ %.

Результаты всех экспериментов представлены на рис. 1 в координатах $\sigma_a/\sigma_{0,2} - \lg N$ (σ_a — амплитудное напряжение; N — долговечность). Выносливость арматурной стали марки 35 ГС в исследуемом диапазоне напряжений и долговечности определяется в основном амплитудными напряжениями, особенно в области ограниченной долговечности ($N < 10^3$ циклов). При снижении амплитудных напряжений на долговечность влияют и другие параметры

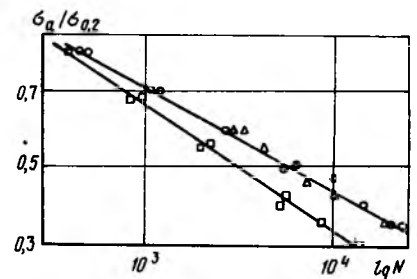


Рис. 1 Малоцикловая усталость стали марки 35 ГС
1 — $\sigma_{\max} = 1,2\sigma_{0,2}$ (Δ); 2 — $\sigma_{\max} = 1,6\sigma_{0,2}$ ($\square$); 3 — $\sigma_{\min} = 0$ ($\circ$)

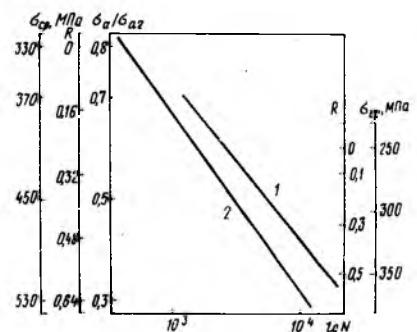


Рис. 2 Малоцикловая усталость стали марки 35 ГС в зависимости от параметров цикла нагружения
1 — $\sigma_{\max} = 1,2\sigma_{0,2}$; 2 — $\sigma_{\max} = 1,6\sigma_{0,2}$

цикла ($\sigma_{\max}$, $\sigma_{\text{ср}}$, R). При $\sigma_a=0,75 \sigma_{0,2}$ и изменении максимального напряжения цикла с 1,2 до 1,6 $\sigma_{0,2}$ долговечность уменьшилась в 1,2 раза, а при $\sigma_a=0,35 \sigma_{0,2}$ — в 2,4 раза. На важную роль амплитудных напряжений указывает и то, что результаты, полученные при растяжении ($R=0$), т. е. с изменяющейся $\sigma_{\max}$, и при постоянном $\sigma_{\max}=1,2 \sigma_{0,2}$, но с различной асимметрией цикла ($0 < R \leq 0,5$), удовлетворительно укладываются на одну общую кривую (см. рис. 1).

На рис. 2 показана зависимость долговечности стали от асимметрии и среднего напряжения цикла (R , $\sigma_{\text{ср}}$) при постоянной $\sigma_{\max}$. Представленные кривые не являются эквидистантными. Более интенсивное уменьшение долговечности при $\sigma_{\max}=1,6 \sigma_{0,2}$ объясняется усиливающейся в этом случае циклической ползучестью и накоплением односторонних пластических деформаций в надрезанном сечении образца [3], которому способствует увеличение среднего напряжения. При высоких значениях σ_a это явление не успевает проявиться в должной степени, поскольку усталостная трещина возникает уже при первых циклах нагружения и долговечность определяется в основном скоростью ее распространения.

Выводы

При резко выраженной асимметрии цикла в области малоциклового усталости долговечность арматурной стали класса А-III, марки 35 ГС при $R=0$ с различными значениями $\sigma_{\max}$ и при $\sigma_{\max}=1,2 \times \sigma_{0,2}$ ($0 < R \leq 0,5$) определяется в основном амплитудными напряжениями. При увеличении $\sigma_{\max}$ до 1,6 $\sigma_{0,2}$ ($0 < R \leq 0,64$) на долговечность влияют и другие параметры цикла ($\sigma_{\text{ср}}$, R).

Выявленную закономерность можно использовать при расчете элементов конструкций, лабораторных испытаниях арматурных сталей и при анализе причин разрушения строительных конструкций в области малоциклового усталости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Скоробогатов С. М. Основы теории расчета выносливости стержневой арматуры железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1976. — 108 с.
2. Высокопрочная арматурная сталь / А. А. Кугушин, И. Г. Узлов, В. В. Калмыков и др. — М.: Металлургия, 1986. — 272 с.
3. Сизова Р. Н. Малоцикловая усталость конструкционных сплавов в связи с их пластичностью // Прочность при малом числе циклов нагружения. — М.: Наука, 1969. — С. 186—193.

В помощь проектировщику

УДК 624.073

Ю. В. КРАСНОЩЕКОВ, канд. техн. наук (ПКТИ Горстройпроект);
Л. И. МРАЧКОВСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий)

Работа ребристых плит в сборных железобетонных настилах

Ребристые плиты, объединенные замоноличиванием швов в сборные настилы, взаимодействуют между собой, вследствие чего настил работает в двух направлениях. Эффективность его работы зависит от крутильной жесткости B_i отдельных плит, а при действии поперечной нагрузки — от $\gamma=B/B_i$ (B — изгибная жесткость плиты). Для инженерных расчетов допустимо принимать $B_i=GI_i$, как при свободном кручении элемента из однородного упругого материала [1]. При этом крутильный момент инерции I_i считают равным сумме моментов инерции отдельных участков I_{ii} , образующих поперечное сечение плиты, т. е. $I_i=\alpha \sum I_{ii}$. Коэффициент $\alpha=1,1 \dots 1,2$ учитывает ужесточение сечения, вызванное соединением участков в единое целое. Для сечений в виде швеллеров $\alpha=1,12$.

Жесткость при чистом кручении в упругой стадии

$$B_i = \frac{\alpha G}{3} \sum d_i^3 \left[1 + \frac{1}{4} \times \left(\frac{k_i c_i}{d_i} \right)^2 \right] c_i, \quad (1)$$

где

$\bar{d}_i$ — средняя толщина i -го участка полки или ребра; c_i — длина участка; k_i — уклон участка толщиной $d_1 \dots d_2$; $k_i = (d_2 - d_1) / c_i$; для прямоугольных участков сечения $k_i=0$; $d_i=d_i$; G — модуль сдвига.

Пример 1. Необходимо определить жесткость железобетонной плиты при

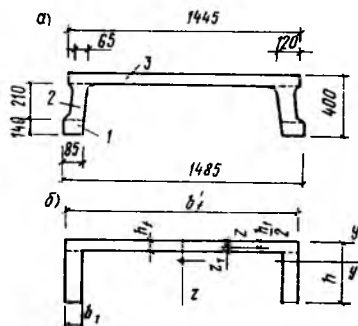


Рис. 1. Расчетные сечения ребристой плиты
а — сложной формы; б — упрощенной, формы с прямоугольными участками

чистом кручении в упругой стадии (рис. 1). Начальный модуль упругости бетона $E_b=21\,500$ МПа. $G=0,4 E_b$. Поперечное сечение плиты разбивают на пять участков: два размерами $c_1=0,14$ м; $k_1=\frac{0,12-0,085}{0,14+0,21}=0,1$; два размерами $c_2=0,21$ м; $k_2=0$; $d_2=\bar{d}_2=0,065$ м и участок полки размерами $c_3=1,445$ м; $k_3=0$; $d_3=0,05$ м. Крутильную жесткость подсчитывают по формуле

$$B_i = \frac{0,4 \cdot 21\,500 \cdot 1,12}{3} [2 \cdot 0,14 \times 0,092^3 (1 + \frac{0,1^2 \cdot 0,14^2}{4 \cdot 0,092}) + 2 \cdot 0,21 \times 0,065^3 + 1,445 \cdot 0,05^3] = 1\,653 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При расчете сечения упрощенной формы усредненная толщина первых двух участков

$$\bar{d}_{1,2} = b_1 = \sqrt[3]{\frac{0,14 \cdot 0,092^3 + 0,21 \cdot 0,065^3}{0,35}} = 0,078 \text{ м};$$

$$B_i = \frac{0,4 \cdot 21\,500 \cdot 1,12}{3} (2 \cdot 0,35 \cdot 0,078^3 + 1,445 \cdot 0,05^3) = 1\,645 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

что меньше точного значения на 0,5 %.

Для оценки крутильной жесткости ребристых плит и проверки расчетных способов ее определения испытывали на изгибное кручение две сборные железобетонные плиты серии 1.442.1-1 (рис. 2) [2] с целью установления влияния на работу плит различных соединений их с опорными конструкциями. Для одной плиты предусмотрели шарнирно-подвижную опору, что позволяло рассматривать схему работы плиты, близкой к расчетной; условия работы второй плиты были максимально приближены к действительным. Испытательную нагрузку создавали штучными грузами массой по 100 кг, распределенными вдоль продольных ребер в средней части пролета плит на длине $l/2$. Кручение плит вызывала несим-

метрично приложенная относительно продольной оси x поперечная нагрузка. Плиты загружали четырьмя ступенями до нормативного значения изгибающего момента на ребрах. На каждой ступени разница погонных нагрузок на продольных ребрах составляла $q = q_n - q_n = 3,3 \text{ кН/м}$, в результате действия которых создавался распределенный крутящий момент $t = qe = 2 \text{ кН} \cdot \text{м/м}$ (см. рис. 2).

В ходе экспериментов измеряли вертикальные перемещения продольных ребер на опорах и в середине пролета. В результате обработки опытных данных получили углы закручивания φ сечений плит по середине пролета относительно опорных сечений:

свободное опирание	0,00031/0,00033
по рис. 2, а	0,00030/0,00031
по рис. 2, б	0,00020/0,00029
по рис. 2, в	0,00019/0,00024

Перед чертой — левая плита, после черты — правая.

Для сравнения определили углы закручивания опытных плит. На первом этапе расчета рассмотрели одну из основных предпосылок метода [1] в виде зависимости для крутящих моментов

$$t_x = G I_t \frac{d^2 \varphi_x}{dx^2} \quad (2)$$

При $B_t = G I_t = 1\,653 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$ (см. пример 1) и $l = 5 \text{ м}$

$$\varphi = \frac{3 t l^2}{32 B_t} = \frac{3 \cdot 2 \cdot 5^2}{32 \cdot 1\,653} = 0,00283,$$

что в 8,6...14,9 раз больше опытных значений. Большое расхождение объясняется тем, что $B_t = G I_t$ соответствует свободному кручению элементов, поперечные сечения которых имеют две оси симметрии, например, таких, как многолуговые плиты. В сечениях этих элементов центр изгиба совпадает с центром тяжести и при использовании гипотезы плоских сечений зависимость (2) справедлива. Однако даже при свободном кручении стержней некруглого профиля гипотеза плоских сечений неправомерна, поскольку после деформаций поперечные сечения не остаются плоскими и деформируются. При наличии же различных связей, препятствующих свободной деформации отдельных сечений, кручение становится стесненным (изгибным). Пренебрежение стеснением при оценке напряженно-деформированного состояния может привести к неправильным качественным и количественным результатам, так как всякое стеснение повышает крутильную жесткость

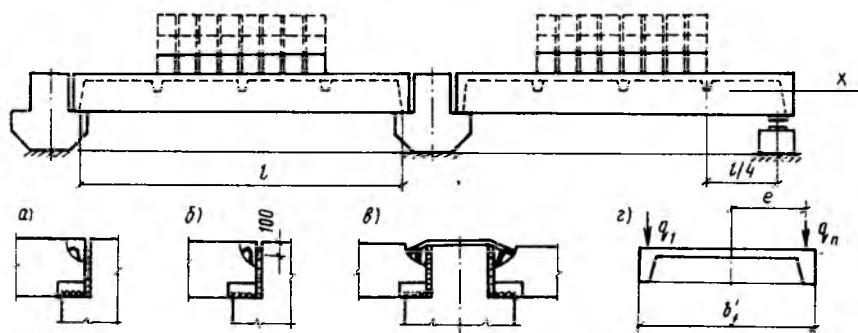


Рис. 2. Схема испытания ребристых плит на кручение

а — монтаж приварки закладных деталей; б — замоноличивание торцевых швов; в — приварка соединительных стержней к монтажным петлям плит; г — загрузка плит

стержня — со сплошным или замкнутым сечениями незначительно, с открытым сечением в большей степени.

Для расчета опытных конструкций использовали дифференциальное уравнение углов закручивания при изгибном кручении

$$t_x = G I_t \frac{d^2 \varphi_x}{dx^2} - E I_\omega \frac{d^4 \varphi_x}{dx^4} \quad (3)$$

где

$E I_\omega$ — секториальная жесткость.

Выражение для угла закручивания среднего сечения при нагрузке, соответствующей испытательной,

$$\varphi = \frac{t}{k^2 G I_t} \left(-\frac{7}{64} k^2 l^2 - 1 + ch \frac{kl}{4} + \frac{1 - ch \frac{3kl}{4}}{2ch \frac{kl}{2}} \right), \quad (4)$$

где

$$k = \sqrt{\frac{G I_t}{E I_\omega}}.$$

Секторный момент инерции

$$I_\omega = \frac{1}{6} (h - 3z) h^2 (b'_i - b_1)^2 h_j + z^2 I_z, \quad (5)$$

где

$$I_z = \frac{h b_1^3}{6} + \frac{b_1 h}{2} (b'_i - b_1)^2 + \frac{h_j}{12} \times (b'_i - 2b_1);$$

$$z = \frac{2 I_{1z} z_1}{I_z}; \quad I_{1z} = \frac{h b_1^3}{12} + \frac{b_1 h}{4} (b'_i - b_1)^2;$$

$$z_1 = \frac{S_{y1}}{A} - \frac{h_j}{2};$$

$$A = 2b_1 h + (b'_i - 2b_1) h_j;$$

$$S_{y1} = b_1 h^2 + h_j^2 \left(\frac{b'_i - 2b_1}{2} \right).$$

Пример 2. Необходимо определить угол закручивания опытной плиты при расчете по формуле (3). По данным примера 1 из зависимости (4) $S_{y1} = 0,0141 \text{ м}^2$; $A = 0,127 \text{ м}^2$; $z_1 = 0,085 \text{ м}$; $I_{1z} = 0,0146 \text{ м}^4$; $I_z = 0,0381 \text{ м}^4$; $z = 0,065 \text{ м}$; $k = 0,338 \text{ м}^{-1}$; $I_\omega = 0,000672 \text{ м}^6$; $kl = 1,691$; $ch \frac{kl}{4} = 1,091$; $ch \frac{kl}{2} = 1,379$; $ch \frac{3kl}{4} = 1,918$:

$$\varphi = \frac{2}{0,338^2 \cdot 1\,653} \left(\frac{7}{64} \cdot 1,691^2 - 1 + 1,091 + \frac{1 - 1,918}{2 \cdot 1,379} \right) = 0,000751.$$

По сравнению со свободным кручением расчетные значения углов закручивания меньше в 3,8 раза, что объясняется влиянием устранения деформации среднего сечения плиты. Превышение расчетных значений по сравнению с опытными в 2,3...4 раза связано с дополнительным влиянием поперечных ребер плит на деформацию соответствующих сечений. В опытных плитах имеются торцевые ребра, развитые на всю высоту, и промежуточные ребра меньшей высоты в четвертях и середине пролета.

Для оценки влияния торцевых ребер опытные плиты рассчитали по схеме с устранением деформаций опорных и среднего сечений, что при исключении поворота опорного сечения (условие, обычно принимаемое в расчетах настилов [1]) эквивалентно кручению защемленных на опорах элементов.

При действии испытательной нагрузки t_x

$$\varphi = \frac{t}{k^2 G I_t} \left(\frac{3}{32} k^2 l^2 - 1 + \frac{1 - \frac{kl}{4} sh \frac{kl}{4}}{ch \frac{kl}{4}} \right). \quad (6)$$

по данным примеров 1, 2

$$(sh \frac{kl}{4} = 0,435)$$

$$\eta = \frac{2}{0,338^2 \cdot 1,653} \left(\frac{3}{32} \cdot 1,691^2 - \frac{1 - \frac{1,691}{4} \cdot 0,435}{1,091} \right) = 0,000171.$$

Сравнение с экспериментальными данными свидетельствует о том, что работа ребристых плит, имеющих торцевые ребра, по схеме с жесткой заделкой опор близка к действительной при условии тщательного замоноличивания торцевых швов. Некоторое превышение опытных значений связано с тем, что поворот опорных сечений при испытании полностью не устранялся, в то время как в действительных условиях при взаимодействии плит отсутствие поворота вполне допустимо. Крутильную жесткость таких плит рекомендуется подсчитывать по формуле

$$B_l = \frac{m l^2}{\varphi}, \quad (7)$$

где

$m=1/8$ при равномерно распределенной нагрузке t ; $m=3/32$ при испытательной нагрузке (см. рис. 2).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков В. Н. Расчет сборного панельного перекрытия на местную продольную линейно сосредоточенную нагрузку // Проектирование железобетонных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1966. — С. 83–104.
2. Мрачковский Л. И., Краснощек Ю. В. Эффективность применения сборно-монолитного железобетона при реконструкции промзданий // Бетон и железобетон. — 1989. — № 2. — С. 33–34.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

В сентябре 1992 г. в Москве состоится VII Международный конгресс по применению полимеров в бетоне (ИКПИК-92).

Организатором конгресса является Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР.

Заявки на участие в работе конгресса просим направлять в комиссию по отбору докладов Оргкомитета ИКПИК-92 проф. В. В. Патурову по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ.

Библиография

Новая книга

Рабинович Ф. Н. Дисперсно-армированные бетоны. — М: Стройиздат, 1989. — 175 с.

Стройиздат выпустил в свет интересную и полезную книгу, посвященную конструкционному композиционному строительному материалу — фибробетону, состоящему из цементно-бетонной матрицы, дисперсно армированной фибрами.

Поскольку фибры обладают большой прочностью на растяжение и прочно заделаны в бетонной матрице, то фибробетон по сравнению с обычным бетоном обладает повышенным сопротивлением растяжению и сжатию, истиранию, механическим ударам, раскрытию трещин, температурно-влажностным воздействиям. Для приготовления фибробетонной смеси и ее укладки в конструкцию можно использовать автоматизированные и механизированные технологические процессы. Фибробетон особенно целесообразен для тонкостенных конструкций толщиной 15...30 мм. Применяя фибробетон, в некоторых железобетонных конструкциях можно исключить применение стальных сеток и каркасов и образовывать совместно с основной рабочей арматурой новый вид эффективного железобетона. Применение фибробетона наряду с сокращением трудо- и энергоемкости позволяет экономить в конструкции расход бетона и стали, особенно при использовании неметаллической и стальной фибры из отходов производства, отработанных катанов и т. п.

В книге Ф. Н. Рабиновича освещаются основные вопросы, касающиеся материалов для фибробетона, физико-механических свойств, технологии приготовления фибробетонной смеси, а также проектирование конструкций из него.

В первой главе рассмотрены важные свойства портландцемента и других вяжущих для образования матрицы композита с применением металлической, стеклянной или синтетической фибры. Приводятся показатели прочности и деформативности матрицы и фибры. Показано, что при армировании стальной фиброй цементный бетон матрицы, как и в железобетоне или армоцементе, может защитить фибру от коррозии, а для фибры из силикатного стекловолокна щелочная среда в таком бетоне (с pH 10...12) вызывает ее повреждение и разрушение. Исходя из этого для

цементно-бетонных матриц следует применять щелочестойкую фибру из цирконий-силикатного стекла, например, в СССР стекловолокно типа Ш-15ЖТ и С-6Т, за рубежом «ЦЕМ-ФИЛ» и др. Фибру из обычного силикатного стекловолокна можно применять в фибробетоне на основе бесцементных вяжущих (например, в гипсобетоне) или как временное армирование на монтажные усилия в цементно-бетонных изделиях.

Эта глава интересна, но перегружена известными сведениями о вяжущих и бетонах, а также физикохимией стекловолокна, за счет данных для выбора в конкретных условиях вида и марки цемента для матрицы и той или иной фибры.

В разделе, посвященном технологии изготовления фибробетонных изделий, кратко описаны основные способы и оборудование для приготовления фибробетонной смеси, включая схемы установок для получения фибры. При этом имеется в виду использование фибробетонных смесей как при виброформовании, так и набрызгом. Все это поможет составить представление о мероприятиях, необходимых для производственного применения фибробетона.

В книге много внимания уделено разработке геометрических моделей композиционного материала и попытке теоретически получить расчетные характеристики при растяжении и изгибе фибробетона. Собран и разработан оригинальный материал, позволяющий объяснить совместную работу фибры и матрицы. В разделе «Вопросы теории и проектирования» приведены данные, иллюстрирующие эффект дисперсности при хаотическом расположении фибры, ее совместную работу (заанкеривание) с матрицей, влияние количественного содержания фибры в композите, кроме того, показано влияние свойств матрицы и фибры на оптимальное их сочетание в фибробетоне. Анализ геометрических моделей позволил автору получить расчетные характеристики композита для нормальных сечений фибробетонных элементов, в том числе с комбинированным армированием стержневой арматуры. Предложенный способ учета работы фибры около нормальной к оси элемента трещине послужил основой

для нормативного определения прочности фибробетона на растяжение. Вместе с тем теоретические предложения не в полной мере учитывают физическую сторону вопроса. Так, усилия разрыва и выдергивания фибр неправомерно учитывать с одной степенью надежности. Как показывают опыты, напряжения заанкеривания фибры нелинейны, влияние угла наклона фибры на $\lambda_{ор}$ зависит от соотношения диаметра фибры и прочности матрицы ($\lambda_{ор} \rightarrow 1$). Теоретическая прочность фибробетона на растяжение в некоторых случаях оказывается завышенной. Случаи динамических и длительных загрузок требуют специального рассмотрения.

В четвертой главе книги проводятся результаты экспериментальных исследований стале- и стеклофибробетона, выполненные с участием автора. Опыты показывают, что армирование стальной фиброй до 1,5...2 раз повышает сопротивление плит продавливанию, ударной нагрузке и растяжению.

Положительная роль армирования стальной фиброй проявляется при объемном содержании фибры $\mu_{fv} =$

$= 1,5...2\%$ т. е. до 150 кг/м^3 . При большом содержании фибры возникают сложности приготовления и укладки сталефибробетонной смеси для получения плотного и однородного фибробетона, а также снижается его экономическая эффективность. Прочность фибробетона, полученная методом раскалывания цилиндров (см. рис. 4.2), является условной характеристикой, так как отличается значительной дисперсией и не имеет установленного переходного коэффициента к пределу прочности при растяжении.

Работа стеклофибробетона представлена в основном результатами исследования стеклогипсбетона, для которого даны характеристики прочности и деформативности при увлажнении, показано сдерживающее влияние стеклофибры на ползучесть стеклогипсфибробетона.

В заключительной части книги рассмотрены фибробетонные конструкции, которые успешно применяются или проектируются. Представлен набор конструкций с рациональным применением стале- и стеклофибробетона (днища ре-

зервуаров, сваи, лотки, тонкостенные трехслойные стеновые панели, ребристые плиты). В настоящее время область применения фибробетона значительно шире.

Главными направлениями развития фибробетона являются различные тонкостенные железобетонные конструкции, в том числе преднапряженные, в которых можно заменить конструктивную и второстепенную сварную арматуру, монолитные и плитные полы, дорожные плиты, емкостные сооружения, водоводы, тоннели и другие инженерные конструкции, для которых фиброармирование повышает качество и удлиняет срок службы в 2...3 раза.

В заключение можно отметить, что рассматриваемая книга хотя и не может претендовать на полное и безупречное изложение теории и практики применения дисперсно армированных бетонов, но комплексно и интересно освещает свойства, экономику и особенности применения фибробетона как перспективного материала.

Г. К. ХАЙДУКОВ, д-р техн. наук, проф.

УДК 69.022.326

Гамбаров Г. А., Абдулов А. Б. **Сталобетонная панель покрытия размером 3×18 м с полкой из гибкой железобетонной пластины** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 2—3

Описаны экспериментальные исследования сталобетонных панелей-оболочек размером 3×18 м, предназначенных для формирования легких пространственных покрытий цилиндрической поверхности. Даны рекомендации по методам изготовления конструкций, собираемых из гибких железобетонных пластин и металлических ферм с распорками. — Ил. 3.

УДК 624.012.45:621.311.22:697.34

Галустов К. З., Абаджян К. А., Павлов А. Б. **Железобетонные наплавные блок-модули тепловых электростанций** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 4—6

Рассмотрены наплавные блок-модули из железобетона для тепловых электростанций различной мощности, предназначенные для возведения в условиях Крайнего Севера и на побережьях южных морей. Даны предложения по конструкциям понтонной части наплавных блок-модулей, компоновке несущих конструкций и их сечениям. — Ил. 3. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.328.2

Бердичевский Г. И., Будюк В. Д., Тур В. В. **Самонапряженные сборно-монолитные конструкции перекрытий** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 7—9

Рассмотрена возможность использования напрягающего бетона в качестве монолитной части сборно-монолитных конструкций. Показано, что при этом можно создать преднапряжение в поперечных условиях. Даны краткие результаты исследований самонапряженных сборно-монолитных ребристых плит, рекомендации по их расчету, сведения о практическом применении и основных технико-экономических показателях. — Ил. 3, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 69.057.2

Иссерс Ф. А., Вершинина Н. И., Палагин Н. Г. **Исследование совместной работы объемно-блочных стен силосов с безболтовыми стыками** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 9—11

Приведены сведения о новой конструкции безболтового стыка сборных элементов стен квадратных силосов. Дана методика испытаний опытных фрагментов, а также результаты исследований их прочности, деформативности и трещиностойкости. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327.32:666.64-492.3:66.04

Малинский Е. Н., Мирзаев Ш. Р. **Гелиотермообработка конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 16—19

Исследованы особенности основных физических процессов в конструкционно-теплоизоляционном керамзитобетоне, твердеющем в теплоаккумулирующих гелиокамерах однорядной загрузки, выявлены оптимальные параметры гелиокамер, изучены закономерности прогрева и твердения его в зависимости от различных факторов. — Ил. 6, табл. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.4.044+691.32.539.4

Ганага П. Н., Ареф Х., Бирюков А. Г. **Влияние возраста бетона на прочность и жесткость балок** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 20—21

Изучена предельная деформативность бетона в зависимости от его возраста. Предложена зависимость для описания диаграмм деформирования бетона. Установлены причины снижения прочности перемещенных балок. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.87:693.554:539.2

Петрик В. М. **Малоцикловая долговечность арматурной стали при асимметричных нагрузках** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 27—28

На примере цилиндрических образцов с надрезом из горячекатаной арматурной стали марки 35 ГС исследована малоцикловая усталость при $\sigma_{min}=0$ ($R=0$) и постоянном $\sigma_{max}=1,2 \sigma_{0,2}$ ($0 < R \leq 0,5$) и $\sigma_{max}=1,6 \sigma_{0,2}$ ($0 < R \leq 0,64$). Долговечность при $\sigma_{min}=0$ и $\sigma_{max}=1,2 \sigma_{0,2}$ определяется амплитудными напряжениями цикла, при $\sigma_{max}=1,6 \sigma_{0,2}$ на нее влияют и другие параметры цикла (R , $\sigma_{ср}$). — Ил. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.073

Красношеков Ю. В., Мрачковский Л. И. **Работа ребристых плит в сборных железобетонных настилах** // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 28—30

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований работы ребристых железобетонных плит перекрытия в составе структуры последствие. Учет пространственной работы перекрытий позволяет проектировать экономичные конструкции. — Ил. 2. — Библиогр.: 2 назв.

Galustov K. Z., Abadzhjan K. A., Pavlov A. B. Reinforced concrete melted block-modulus of thermal electric power stations
Gambarov G. A., Abdulov A. B. Steel-concrete covering panel with dimensions of 3×18 m with a shelf from flexible reinforced concrete slab
Soskin G. M., Karpov A. N., Pogorelov B. A., Tchernjatin A. I., Khasanov Kh. A. Strength of fibre-concrete water-conducting pipes
Shevtchenko B. N., Khusanov E., Tarik K. Yu., Shevtchenko S. B. Stressed state of prestressed beams under high levels of repeated loading
Ganaga P. N., Areph Kh., Birukov A. G. Influence of the age of concrete on strength and rigidity of beams
Malinskyj E. N., Mirzaev Sh. R. Helio-thermal treatment of constructive thermal-insulating keramzite-concrete
Petrik V. M. Low-cyclic durability of reinforcing steel under asymmetric loadings
Volkov L. A. New equipment for enterprises of construction of large-panel buildings
Minakov Yu. A., Danilov N. N., Naumov S. M. Technology of building of foundations in low-voltage thermo-active block-forms
Krasnoshtcheukov Yu. V., Mratchkovskij L. I. Work of ribbed slabs in precast reinforced concrete floors

Galoustov K. Z., Abadzhjan K. A., Pavlov A. B. Les unités-modules rechargés en béton armé pour les centrales thermiques
Gambarov G. A., Abdoulov A. B. Le panneau de recouvrement en acier-béton ayant les dimensions 3×18 m avec une aile produite de la dalle flexible en béton armé
Soskine G. M., Karpov A. N., Pogorelov B. A., Tchernjatine A. I., Khasanov Kh. A. La résistance des conduites d'eau en fibre-béton
Chevtchenko B. N., Khoussanov E., Tarik K. Yu., Chevtchenko S. B. L'état contraint des poutres précontraintes sous les hauts niveaux de chargement répété
Ganaga P. N., Areph Kh., Birukov A. G. L'influence de l'âge du béton sur la résistance et la rigidité des poutres
Malinsky E. N., Mirzaev Ch. R. Le traitement hélio-thermique du këramsite-béton calorifique de construction
Petrik V. M. La durabilité peu-cyclique des armatures en acier sous les chargements asymétriques
Volkov L. A. Le nouvel équipement pour les usines de la construction des bâtiments d'habitation en gros panneaux
Minakov Yu. A., Danilov N. N., Naumov S. M. La technologie de la construction des fondations dans les unités-formes thermoactives à basse température
Krasnoshtcheukov Yu. V., Mratchkovskij L. I. Le service des dalles nervurées dans les platelages pré-fabriqués en béton armé

Galustow K. S., Abadjan K. A., Pawlow A. B. Schwimmende Block-moduln aus Stahlbeton für Wärmekraftwerke
Gambarow G. A., Abdulow A. B. Dachplatte aus Stahlbetonestrich von 3×18 m — Abmessung mit Flansch aus biegsamer Stahlbetonplatte
Soskin G. M., Karpow A. N., Pogorelow B. A., Tschernjatin A. I., Chassanow Ch. A. Festigkeit von Wasserdurchlassrohren aus Fiberbeton
Schewtschenko B. N., Chussanow E., Tarick K. Ju., Schewtschenko S. B. Spannungszustand von vorgespannten Balken unter hohen Ständen wiederholter Belastung
Ganaga P. N., Aref Ch., Biruckow A. G. Einfluss des Betonalters auf Festigkeit und Steifigkeit von Balken
Malinskij Je. N., Mirsajew Sch. R. Heliowärmebehandlungen von wärmedämmenden Konstruktionskeramsitbeton
Petrick W. M. Wenig zyklische Dauerhaftigkeit des Betonstahls unter asymmetrischen Belastungen
Wolkow L. A. Neue Ausrüstung für Werke von Grossplattenbauweise
Minakow Ju. A., Danilow N. N., Naumow S. M. Errichtungstechnologie von Fundamenten in thermisch aktiven Niedervoltblockformen
Krasnotschjokow Ju. W., Mratschkowskij L. I. Verhalten von Rippenplatten in vorgefertigten Stahlbetondeckenplatten

КУПИМ

**Производственно-кооперативное предприятие ЖБИ системы
 ССО «Саратовводстрой» купит или разместит заказ на
 изготовление 20 молотков Кашкарова и 20 молотков Физделя
 для определения прочности бетона.**

**С предложениями обращаться по адресу:
 413700, г. Пугачев, Саратовской обл., ГПКП ЖБИ.**

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицы, Р. Л. Манлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Разманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков, (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 26.10.90. Подписано в печать 04.01.91. Формат 60×88¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,77. Уч.-изд. л. 5,63. Тираж 10 230. Заказ 6841
 Цена для индивидуальных подписчиков 80 коп., цена для организаций — 1 р. 40 к.

Адрес редакции:
 Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
 Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23 а
 Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Государственного комитета СССР по печати. 142300, г. Чехов, Московской обл.
 Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Государственного комитета СССР по печати. 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

МОСКОВСКОЕ ОБЛАСТНОЕ ПРАВЛЕНИЕ ВИТО СТРОЙИНДУСТРИИ

Разработана технология приготовления практически водонепроницаемого высокопрочного мелкозернистого пескобетона на обычных портландцементе марки М 500 и песке. В качестве исходных материалов используют теплый бетон, цемент, воду и различные минеральные добавки. Приготовление и укладку высокопрочного пескобетона производят на сблокированных установках со смесительными агрегатами и растворонасосами. Полученную смесь перемешивают в скоростном и обычном смесителях, оснащенных пультами управления.

Разработан ряд эффективных изделий и конструкций для промышленного и гражданского строительства.

Разработаны проект и технология возведения индивидуальных гаражей, хозблоков и дачных домиков из пескобетонных панелей в вариантах из мелкобетонных изделий, крупных элементов или объемных блоков. Сооружения могут быть с утеплителем или без него, с отделкой внутри вагонкой или листовым материалом, имеют высокую заводскую готовность, обеспечивающую монтаж в кратчайшие сроки. Здания собирают из вертикальных и горизонтальных панелей ребристой конструкции, соединяемых между собой болтами. Габариты домика (гаража) $5900 \times 3000 \times 2950$ мм, масса наиболее крупного элемента 103 кг.

Здания предназначены для обустройства усадебных и садовых участков, эксплуатировать их рекомендуется в районах с температурой от -10 до $+30$ °С, с нормативным скоростным напором ветра до 35 кгс/м², с нормативной снеговой нагрузкой до 100 кгс/м².

За справками обращайтесь по адресу:

*103062, Москва, Подсосенский пер., 25, строение 3. Телефоны: 297-77-70,
254-55-98, Фрумин Д. А.*

Пресс-центр

НИИЖБ

ГОТОВИТ К ВЫПУСКУ В 1991 Г. СБОРНИКИ НАУЧНЫХ ТРУДОВ:

1. Самонапряженные и непрерывно армированные конструкции.
2. Исследование ячеистых бетонов и конструкций.
3. Бетонные конструкции машин и оборудования.
4. Свойства и особенности применения в железобетоне современных видов стержневой арматуры.
5. Защита бетона и железобетона от коррозии.
6. Технология и свойства защитных полимербетонов.
7. Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий (сборник молодых специалистов 1990 г.).
8. Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных и многоэтажных зданий.
9. Исследования фибробетонных и железобетонных тонкостенных пространственных конструкций.
10. Новые эффективные легкие бетоны и конструкции из них.
11. Бетоны с дисперсными минеральными добавками.
12. Бетоны с химическими добавками.
13. Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий (сборник молодых специалистов 1991 г.).

Заказы на издания НИИЖБа следует направлять по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, ОНТИ НИИЖБ.