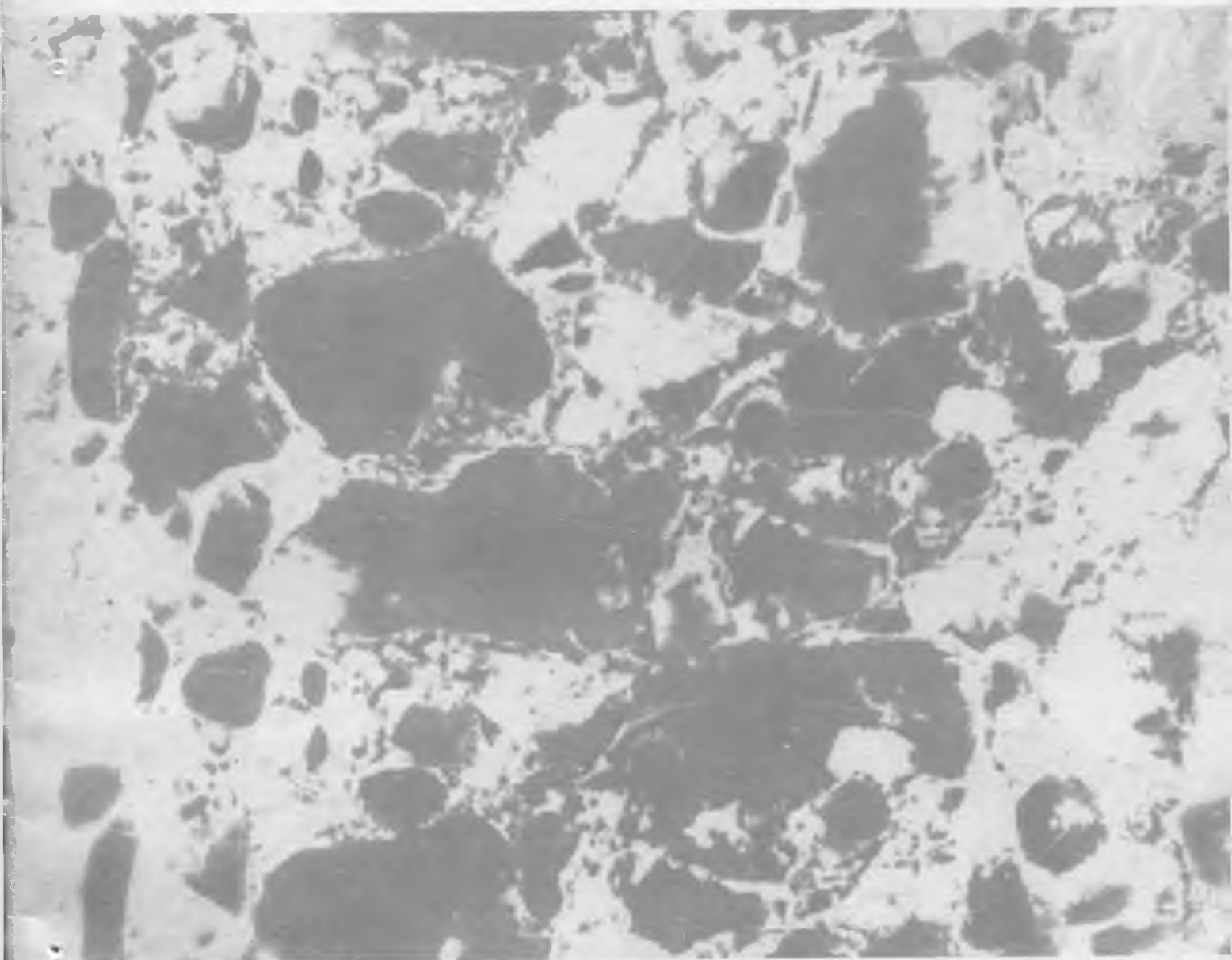


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

9

1993



**Ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский
проектно-конструкторский
и технологический институт
бетона и железобетона (НИИЖБ)**

ГОТОВ ВЫПОЛНИТЬ СЛЕДУЮЩИЕ РАБОТЫ:

● восстановить в неограниченном количестве любые изношенные медные электроды контактных машин для точечной сварки арматуры посредством специальной износостойкой наплавки, а также отдельные детали этих машин — электрододержатели, токоподводы и т. п. Благодаря такой наплавке стойкость электродов при сварке проволоочной арматуры диаметром 3...6 мм возрастет до 20 раз, при сварке стержневой арматуры диаметром 8...40 мм — в 5...6 раз.

● передать рекомендации по дуговой резке стержневой напрягаемой арматуры с помощью новых высокопроизводительных электродов марки ОЗР-2 и обеспечить их поставку в требуемом объеме.

Их применение взамен электродов сварочных модификаций характеризуется снижением расхода электродов, уменьшением потребления электроэнергии, а также повышением производительности резки.

● изготовить и поставить высокопроизводительные устройства для сварки под флюсом закладных деталей для жилищного и гражданского строительства.

Производительность — 400 сварок/ч, диаметр привариваемых анкеров — 8...14 мм.

● поставить новый сварочный флюс, обеспечивающий снижение на 15...20 % металлоемкости закладных деталей для жилищного и гражданского строительства за счет уменьшения толщины плоского элемента.

Для анкеров диаметром 10...12 мм обеспечивается возможность использования листового металлопроката толщиной 6 мм.

**Заявки на выполнение работ направлять по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ,
сектор сварки.**

**Телефоны для справок: 174-81-02,
174-80-26.**

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

- Остапенко А. Ф.* О новом направлении в конструировании высотных зданий 2
Якимов А. И. Свод из трех плит-оболочек с гибкими связями 3
Николаев Н. И., Мухина Н. В. Оптимизация преднапряжения арматуры стропильных балок при групповом способе натяжения стержней 4

Бетоны

- Хабибов А. А., Мухамедбаев А. А., Исмаев А. А.* Стойкость микроармированного мелкозернистого бетона на ударные нагрузки 5
Крылов Б. А., Хакимов Ш. А. Эффективный легкий бетон с органическим заполнителем из стеблей хлопчатника 6
Солодкий С. И., Голиков А. Е. Оценка работы бетона на растяжение при изгибе 9

Арматура

- Кодыш Э. Н.* Совершенствование закладных деталей 11

Заводское производство

- Усошин В. Г., Зинович В. В.* Комплекс оборудования для изготовления преднапряженных труб 13
Шастун В. Н., Яременко В. Ф. Эффективная формооснастка для изготовления сборных изделий 16
Лин Д. Л., Грибайло А. П., Бакланенко Л. Н. Смазка для металлических форм из отработанной водомасляной СОЖ 17

Строительное производство

- Лысов В. П.* Рациональность опалубок и методов термообработки бетона в монолитном домостроении 18
Бессчастный А. В. Сверление железобетона алмазным кольцевым сверлом 20

В помощь проектировщику

- Алиев Р. Д.* Расчет прочности элементов по наклонным сечениям 22
Кузнецов В. Ф., Виноградов С. А. Расчет железобетонных плит с учетом их неполного защемления 25
Цыро В. В., Бойко В. Е., Шастун В. Н., Мухи Ю. М. Определение производительности каскетно-конвейерных линий 27

Долговечность

- Паршин В. М., Булгакова М. Г.* Влияние армирования на деформации и прочность при сжатии элементов в условиях низкотемпературных воздействий 28

В порядке обсуждения

- Гершанович Г. Л.* Относительная прочность насыщенного жидкостью бетона в замороженном состоянии 31



А. Ф. ОСТАПЕНКО, канд. техн. наук (ЧП «Интерси»)

О новом направлении в конструировании высотных зданий

Конструктивные схемы высотных зданий представляют собой связевые, рамно-связевые, значительно реже чисто рамные системы. Однако, учитывая соотношение высоты этих зданий и их размеров в плане, на макроуровне, в целом они представляют собой консоли, которые являются самыми невыгодными конструктивными схемами по устойчивости, прочности и деформативности. Кроме того, и на более детальном уровне во многих схемах таких зданий имеются дополнительные консольные ростверки, устройство которых сложно и дорого. В первом случае ростверки несут подвешиваемые или опираемые диски перекрытий, во втором — вовлекают в работу колонны каркаса. Достоинства и недостатки данных решений подробно проанализированы*. Подходя к данной проблеме концептуально, можно заметить, что консоли ростверков в сущности удваивают конструктивное несовершенство и незаконченность уже существующей консольной схемы ядра жесткости. Это особенно проявляется в первом из указанных случаев. Во втором случае громоздкость, сложность и дороговизна консольных ростверков оправдываются не самым эффективным образом.

Предлагается более рациональное использование жестких узлов, устраиваемых по высоте ядра жесткости. Поставим рядом, на некотором расстоянии друг от друга два здания с ядрами жесткости и с теми же ростверками на равных высотах (см. рисунок). Продлив данные ростверки до соединения

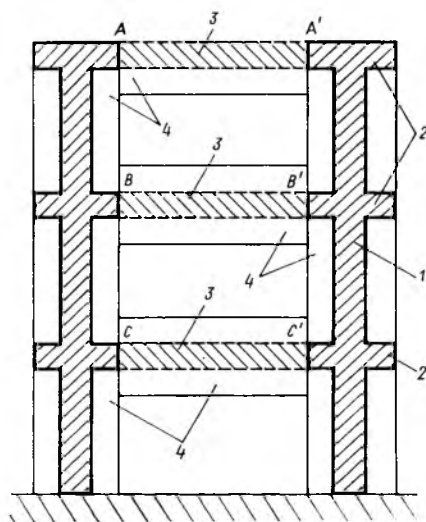


Схема макрокаркаса
1 — вертикальные ядра жесткости; 2 — ростверки; 3 — горизонтальные ядра жесткости; 4 — обстраиваемый объем

друг с другом, получим из консолей-ядер и консолей-ростверков на макроуровне рамную систему, значительно более жесткую, прочную, устойчивую и надежную, чем отдельно стоящие небоскребы-консоли. Такую операцию следует проделывать в пространстве, соединив четыре и более небоскреба между собой. Обстраивая получившиеся таким образом горизонтальные ядра жесткости AA' , BB' , CC' и т. д., получим дополнительные эксплуатируемые объемы зданий самого различного функционального назначения.

Известно, что здание содержит в себе каркас. В создаваемых указанным способом конструктивно-планировочных системах сами объемы здания (вертикальные и горизонтальные) в пространстве формируются в виде каркаса, образуя рамный макрокаркас. При этом горизонтальные объемы поистине можно назвать «воздушными зам-

ками», так как они не занимают площадь на земле, но повышают несущую способность и жесткость всей системы. Они не требуют собственно подвода подземных коммуникаций различного назначения, устройства лифтов, мусоропроводов и т. п. И хотя вертикальные объемы перечисленных устройств будут несколько увеличены, общий экономический эффект на единицу объема здания неоспорим.

Предложенное соединение ростверков в горизонтальные ядра жесткости конструктивно можно осуществлять разнообразными способами, используя как монолитный (или сборный) железобетон, так и стальные конструкции. При этом не обязательно соединять именно ростверки, можно устроить жесткие узлы на вертикальных ядрах жесткости и соединить их горизонтальными ядрами жесткости. Требуемая прочность таких узлов окажется меньше, чем у ростверков, несущих перекрытия в традиционных высотных зданиях. Можно вообще обойтись без ростверков — жесткость последней рамной системы намного превзойдет жесткость традиционного отдельно стоящего высотного здания, в котором благодаря ростверкам вовлечены в работу колонны каркаса. Это подтверждается элементарными расчетами. Вместе с тем новые конструктивные решения не исключают устройства ростверков для традиционных целей. Можно сочетать и то и другое.

В реализации обстройки горизонтальных ядер жесткости в эксплуатируемые объемы возможны многочисленные варианты конструктивных решений. Их эффективность, как и решений по устройству горизонтальных ядер жесткости, в конечном счете объективно предопределяется повышенной

* Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов: Учеб. пособие для вузов / П. Ф. Дроздов, М. И. Додонов, Л. Л. Паньшин, Р. Л. Саруханян. Под ред. П. Ф. Дроздова. — М.: Стройиздат, 1986. — 351 с.

Реализация предложенного направления при возведении высотных зданий приводит к экономии строительных материалов на 10..20 % и более из расчета на единицу объема застройки. Этажность зданий можно повысить более чем в 1,5 раза. Очень заметно увеличение эксплуатируемого объема, приходящегося на еди-

Перечисленные выше преимущества усиливаются при увеличении числа соединяемых вертикальных объемов в двух ортогональных направлениях в плане, а также числа соединяющих горизонтальных объемов. Предложенный принцип особенно выгоден при планируемых больших общих объемах застройки, например при застройке целых кварталов.

ЯКИМОВ А. И., канд. техн. наук (Тюменский филиал Научно-проектного строительного кооператива «Апрельский»)

Экспериментальные исследования выполняли на модели свода, составленного из трех сталежелезобетонных плит-оболочек [1] размером в плане 1×4 м со стрелой подъема 0,23 м (модели плит ПОСЖ 3×12 м изготовлены в масштабе 1:3) (рис. 1).

Изучали геометрическую неизменяемость свода, распределение усилий по его элементам, перемещения характерных точек, а также работу свода при креплении гибких связей к первому и второму узлам от торцов плит с преднапряжением гибких связей и без него.

Испытания проводили на действие горизонтальных сосредоточенных сил, приложенных к верхним узлам свода, а также на действие вертикальной нагрузки на верхнюю (горизонтальную) плиту с равномерным и односторонним ее расположением (рис. 2). Нагружение выполняли ступенями. Дополнительная нагрузка на каждой ступени не превышала 10 % предполагаемой разрушающей. Относительные деформации элементов свода измеряли тензометрической системой СИИТ-3 с точностью отсчета $1 \cdot 10^{-6}$ относительных единиц. Вертикальные и горизонтальные перемещения характерных точек плит определяли прогибомерами Аистова с точностью отсчета 0,01 мм.

Эксперимент выполняли в два



Рис. 1. Испытание свода

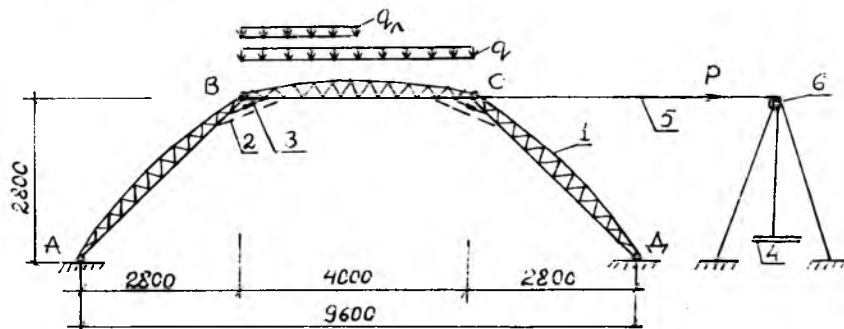


Рис. 2. Схема испытания свода
1 — плита-оболочка ПОСЖ размером 1×4 м; 2 — гибкая связь; 3 — гибкая пред-
напряженная связь; 4 — грузовая платформа; 5 — тяга; 6 — блок

этапа. На первом в качестве гибких связей использовали стальные пластины толщиной 2 и шириной 60 мм, прикрепленные ко второму от торцов плит узлу без предварительного напряжения. На втором этапе гибкие связи выполняли из арматуры диаметром 10 мм и $\sigma^a = 351,6$ МПа с талрепом, работающим только на растяжение, и прикрепляли к первым узлам от торца плит. Перед нагружением связи с помощью талрепов преднапрягали до 38,5... 43,1 МПа. Нагружение при равномерной нагрузке доводили до 8,2 кПа, превышающей расчетную в 1,7 раза. Одностороннюю нагрузку доводили до расчетной (4,8 кПа). В таблице сравниваются перемещения узлов В и С свода, усилия в гибких (выключающихся) связях при нормативной односторонней и равномерно распределенной нагрузках, приведены соответствующие показатели при действии сосредоточенной горизонтальной силы, определенные при проверке геометрической неизменяемости свода.

Разные знаки перемещений узлов B и C при равномерном нагружении можно объяснить некоторой несимметричностью испытательной нагрузки. Усилия сжатия

Этап	Нагрузка		Вертикальные перемещения узлов, мм		Горизонтальные перемещения узла, С, мм	Усилия в гибких связях, кН	
	вид	величина	В	С		В	С
I	Сосредоточенная горизонтальная Р, кН	1,16	+4,00	-3,72	+3,79	+0,62	-0,06
	Равномерно распределенная q, кПа	4,0	+3,00	-1,44	+2,07	-0,10	-0,03
	Распределенная одно-сторонняя q _д , кПа	4,0	+19,84	-17,98	+18,24	+14,11	-0,02
II	Распределенная одно-сторонняя q _д , кПа	4,0	+15,30	-14,17	+16,10	+33,96	-3,30

в связях С возникали за счет их преднапряжения.

Работа наклонных плит-оболочек в исследуемом своде аналогична их работе в стрельчатом своде*.

* Якимов А. И., Дашков А. Г. Стрельчатый свод из сталежелезобетонных панелей-оболочек // Тр. ВНИИСТА / Развитие строительной индустрии в Тюменской области. — 1988. — С. 39—42.

УДК 624.072.2:693.564

И. И. НИКОЛАЕВ, Н. В. МУХСИНА, кандидаты техн. наук (ТашИИТ)

Оптимизация преднапряжения арматуры стропильных балок при групповом способе натяжения стержней

Стропильные железобетонные балки для покрытий одноэтажных зданий изготавливают по чертежам серии 1.462.1—10/80 (с параллельными поясами пролетом 9 м), 1.462.1—3/80 (двускатные решетчатые пролетом 12 и 18 м), 1.462.1—1/81 (с параллельными проемами пролетом 12 м). Балки применяют в покрытиях зданий с расчетной сейсмичностью 8...9 баллов. Их изготавливают из тяжелого бетона классов В30...В40 с напрягаемой арматурой в нижнем поясе из стали класса А-IV диаметром 16...18 мм. Преднапряжение арматуры составляет 530...560 МПа, передаточная прочность бетона — 70 % проектной марки. Балки относятся к третьей категории трещиностойкости.

Изготовление осуществляется стендовым способом в вертикальных или горизонтальных стальных формах с натяжением арматуры на упоры формы.

На Ташкентском заводе ЖБИ-2 применяют механический групповой способ натяжения одновременно всех стержней, расположенных в нижнем поясе балки (рис. 1). Усилие натяжения создается насосной станцией НСП400 и гидродомкратом ДГ100 или ДГ200 (рис. 2). Групповой способ натяжения арматуры позволяет повысить производительность.

Напрягаемые стержни заготавливают из отдельных хлыстов методом контактной сварки. Химический состав арматурной стали часто не соответствует требованиям ГОСТа, поэтому сварной шов в стержнях получается неравнопрочным и как следствие при натя-

равно 69,8 кН. Усилия сжатия в своде на этом участке в соответствии с расчетной на ЭВМ по программе «Ли́ра» составили 19,3 кН. Результирующая указанных усилий $N_{tot}=69,8-19,3=50,5$ кН, что отличается от измеренного на 3,2 %.

Вывод

Гибкими (выключающимися при сжатии) связями обеспечивается устойчивость свода из трех плит-оболочек. Преднапряжение гибких связей позволяет уменьшить перемещения узлов свода. При этом сокращается материалоемкость связей за счет присоединения их к ближайшим узлам от торцов плит и увеличивается используемый объем здания.

жении часть из них обрывается. В связи с этим на заводах увеличивают количество напрягаемых стержней (по сравнению с проектным), что приводит к перерасходу арматурной стали. Предотвратить обрыв стержней можно, уменьшив преднапряжение σ_{sp} , которое определяется требованиями трещиностойкости и прогиба балок.

Согласно СНиП 2.03.01—84 преднапряжение арматуры при механическом способе натяжения назна-

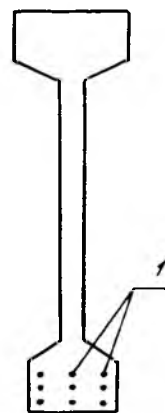


Рис. 1. Расположение напрягаемых стержней в сечении балки 1 — напрягаемая арматура

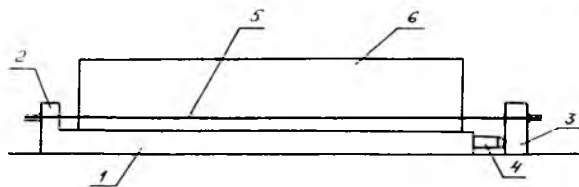


Рис. 2. Схема группового натяжения стержней 1 — силова́я форма; 2 — неподвижный упор; 3 — подвижный упор; 4 — гидродомкрат; 5 — напрягаемая арматура; 6 — бетонизируемая конструкция

чается от $\sigma_{sp} \leq \frac{R_{s,ser}}{1,05}$ до $\sigma_{sp} \geq \frac{0,3R_{s,ser}}{0,95}$ (где $R_{s,ser}$ — нормативное сопротивление арматуры растяжению).

Применительно к арматуре из стали класса А-IV значение σ_{sp} может составлять 571...190 МПа. Для конструкций третьей категории трещиностойкости допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{crc1} и продолжительное a_{crc2} раскрытие трещин. По СНиП 2.03.01—84 $a_{crc1}=0,4$ и $a_{crc2}=0,3$ мм. Предельно допустимый прогиб для рассматриваемых балок равен 1/250 см.

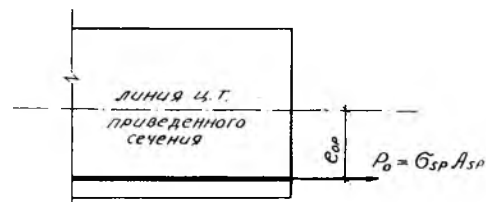
Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси балки, определяют по формуле

$$a_{crc} = \delta \varphi \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d}, \quad (1)$$

при этом напряжения в растянутой арматуре

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z}, \quad (2)$$

Рис. 3. Схема расположения усилия предварительного обжатия P



где P — усилие предварительного обжатия

$$P = (\sigma_{sp} - \sigma_{tot}) A_{sp},$$

здесь σ_{tot} — сумма потерь преднапряжения арматуры первого и второго порядков.

Кривизна балки на участках с трещинами в растянутой зоне определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_{0z}} \left[\frac{\Psi_s}{E_s A_s} + \frac{\Psi_b}{(\varphi_l + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\Psi_s}{E_s A_s}. \quad (3)$$

При этом N_{tot} рассматривается как равнодействующая продольной силы N и усилия предва-

рительного обжатия P (рис. 3).

Таким образом, изменения значения σ_{sp} , можно, обеспечив соответствие балок требованиям второго предельного состояния, предотвратить обрыв стержней при натяжении. Для рассматриваемых балок этим требованиям удовлетворяет $\sigma_{sp} = 0,5...0,65 R_{s,ser}$.

На Ташкентском заводе ЖБИ-2 были изготовлены балки 1БСД9-4АIV, 2БДР12-5АIV, 2БСП12-4АIV с использованием преднапряжения арматуры групповым способом с $\sigma_{sp} = 300...390$ МПа. Обрыва стержней при натяжении не произошло.

Проведенные испытания балок показали их соответствие требованиям ГОСТ 8829.

Бетоны

УДК 666.982.017:539.4

А. А. ХАБИБОВ, А. А. МУХАМЕДБАЕВ, А. А. ИСМАТОВ

Стойкость микроармированного мелкозернистого бетона на ударные нагрузки

В настоящее время накоплен достаточный опыт по дисперсному армированию бетонов как металлическими, так и неметаллическими волокнами. Многочисленные исследования, проводимые в нашей стране и за рубежом, позволили определить основные свойства фибробетонов и рациональные области их применения в конструкциях различного назначения. В связи с тем, что такие конструкции находят все более широкое использование в строительной индустрии, важное значение приобретает решение комплекса задач, связанных с раз-

работкой индустриальной технологии их изготовления.

Цементные композиты во время эксплуатации наиболее часто подвергаются одно- и многократному воздействию внешней нагрузки. Однократное динамическое нагружение вызывается ударными и другими нагрузками, многократное — воздействием пульсирующих и вибрационных нагрузок. При сейсмическом воздействии возможны как одноразовые, так и многократные динамические нагрузки. На основании многочисленных исследований [1—2] было установлено, что в

твердых телах под нагрузкой происходит постепенное накопление и развитие микроразрушений, приводящих к макроскопическому разрушению образца.

Многократное нагружение является особенностью работы бетона в сборных и монолитных конструкциях: дорожных и аэродромных, пролетных строениях мостов и подкрановых балок и т. д. Эти конструкции находятся под воздействием значительных динамических нагрузок от подвижного состава транспорта, поэтому наряду с определением статического предела прочности конструкционных материалов необходимо изучить стойкость цементных композитов к повторяющимся ударным нагрузкам.

Обзор проведенных исследований [3] показывает, что введение стальных волокон в бетон значительно повышает его ударо-, трещиностойкость и т. д. Улучшение свойств композиций путем дисперсного армирования сталь-

ными волокнами зависит от параметров армирования (содержания армирующего компонента, характеристик фибровой арматуры, состава матрицы и др.).

Исследовали образцы в виде пластин размером $30 \times 100 \times 300$ мм, изготовленные из мелкозернистого бетона состава Ц:П=1:3 при В/Ц=0,45. Образцы армировали стальными фибрами периодического профиля диаметром 0,5 мм при отношении длины фибр к диаметру 50. В качестве дисперсной арматуры использовали также иглообразные отходы металлообработки длиной 25...35 мм. Коэффициент армирования во всех случаях 5 %. Испытания осуществляли после твердения в воде в течение 1 мес на копре с массой гири 2,4 кг (фиксируемая высота ее падения 0,5 м). Плиты укладывали на основание из металлической пластины толщиной 10 мм. После каждого удара наблюдали за образованием и развитием трещин на поверхности образцов.

После первого удара в неармированных плитах наблюдалось полное разрушение. В плитах, армированных стальными волокнами, образовались короткие одиночные неорганизованные трещины, ра-

диально идущие от центра нагружения к краям образцов. С увеличением ударов их число возрастало. За конец испытаний принято раскрытие трещины более чем на 2 мм.

Испытания показали, что плиты из микроармированного бетона обладают более высоким уровнем трещиностойкости и ударной прочности, чем неармированные. Это объясняется более равномерным перераспределением возникающих усилий при дисперсном армировании.

Важное значение представляет изучение зависимости стойкости к ударным нагрузкам от ориентации армирования. Одноосная ориентация стальных волокон достигается воздействием неоднородного электромагнитного поля напряженностью 5000 Эрстед.

Аналогичная картина наблюдается при армировании специальными фибрами и стальными стружками. Однако количество армирующих волокон при использовании специальной фибры значительно больше, чем при использовании отходов металлообработки, что определяет повышение основных характеристик бетонов и стойкости к ударным нагрузкам. Однако

низкая себестоимость и доступность отходов металлообработки подтверждают целесообразность применения этого вида армирующих волокон.

Вывод

Использованием отходов металлообработки в виде иглообразных стружек можно повысить ударную прочность бетонов. Целесообразно хаотичное армирование дисперсными стальными волокнами, так как при этом достигается наибольшая стойкость к ударным нагрузкам. При использовании микроарматуры в данных условиях прочность искусственного камня можно увеличить в 1,5 раза.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мухамедбаев А. А. Дисперсное армирование железобетонных изделий // Актуальные вопросы развития науки и техники в Узбекистане.— Тез. докл. науч. конф. молодых ученых и специалистов АН УзССР.— Ташкент, 1987.— 50 с.
2. Рабинович Н. Ф. Дисперсно-армированные бетоны.— М.: Стройиздат, 1989.— 189 с.
3. Рабинович Ф. Н. О некоторых особенностях разрушения фибробетона при действии ударных нагрузок // Бетон и железобетон.— 1980.— № 6.— С. 26—28.

УДК 691.327:666.973.2

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, Ш. А. ХАКИМОВ, инж. (НИИЖБ)

Эффективный легкий бетон с органическим заполнителем из стеблей хлопчатника

Арболит широко используется для строительства промышленных, сельскохозяйственных, жилых и культурно-бытовых зданий. По строительным и эксплуатационным показателям при применении в ограждающих конструкциях арболит не уступает, а иногда и конкурентен с легкими бетонами на минеральных пористых заполнителях, в том числе на керамзите [1].

В настоящее время арболит изготавливают из древесной дробленки. В южных районах СНГ древесины мало, но есть отходы сельскохозяйственного производства, которые можно использовать для изготовления арболита.

К ним можно отнести стебли хлопчатника (гуза-пай).

В хлопкосеющих регионах на полях после уборки скапливается большое количество стеблей хлопчатника. Таким образом, имеется надежная сырьевая база для широкого развития производства арболита на основе этого материала, поскольку ежегодный объем стеблей хлопчатника по стране составляет 3...4,5 млн. т [2].

Учитывая постоянный дефицит стеновых материалов в южных регионах и наличие большого объема гуза-пай, изучали возможность его использования на цементном вяжущем. В результате

был получен поризованный арболит классов В0,35...В2 на измельченных стеблях хлопчатника плотностью 600...850 кг/м³.

Для южных и юго-восточных областей арболит может заменить дорогостоящие стены из кирпича, а также легких бетонов на искусственных пористых заполнителях.

Многочисленные исследования по использованию стеблей хлопчатника для изготовления арболитовых изделий показали, что гуза-пай можно использовать в качестве заполнителя в легких бетонах для ограждающих конструкций сельскохозяйственных зданий. Гуза-пай — легкий, плотностью 130...150 кг/м³ однолетний древесноподобный материал. Необходимо, однако, учитывать, что для производства арболита его можно применять в качестве заполнителя только после переработки (измельчения), например, в соломорезках. В результате получают фракции в виде щепы игольчатого, пластинчатого или равного вида длиной

2...30 мм, иногда до 35 мм и толщиной до 10 мм.

Для получения требуемого фракционного состава заполнителей из гуза-паи использовали различное оборудование, применяемое для измельчения кормов (ИСК-30, КСК-100, МРН-100, Вольгарь-5, ИРТ-180, КПИ-2,4). При этом отрезки измельченного на этом оборудовании заполнителя имели длину до 60 мм (иногда до 100 мм) и включали до 25...50 % лубяного волокна.

При использовании таких измельчителей большое влияние на дробимость оказывает влажность стеблей, которая должна составлять 16...26 %. При ее уменьшении или повышении увеличивается количество отделяющегося лубяного волокна, приводящего к забиванию ножевого барабана. С помощью предложенной (СМ ТУ 26-100—79) соломорезки полученная фракция отвечает требованиям ГОСТа. Частные остатки при расसेве на ситах с диаметром отверстия 20; 10; 5; 2,5 мм составляют соответственно 1,23; 24,6; 54,7; 12,1 %, примесь коры 2,86 %; максимальная длина частиц 27,8 мм.

К недостаткам измельчителя гуза-паи СМ-100 относится малая производительность этого агрегата, недостаточная для производства арболита в условиях крупного цеха или завода.

Исследования показали, что арболитовые образцы на основе гуза-паи характеризуются достаточной прочностью, огнестойкостью, малой теплопроводностью, небольшой средней плотностью и обрабатываемостью.

Нарастание прочности арболита в процессе твердения при изменении влажности происходит неравномерно. Наибольшие структурные изменения наблюдаются при снижении общей влажности арболита ниже точки насыщения волокна (28...32 %) гуза-паи. При этом максимальной прочности арболит разного состава достигает при влажности заполнителя 18...25 %. При дальнейшем снижении влажности прочность уменьшается, что объясняется влиянием деструктивных явлений. Учитывая, что отпускная влажность арболита по ГОСТ 19222 допускается до 25 %, ее определяют после испытания образцов, а экстремальные значения прочности принимают при 18...25 %-ной влажности [3].

Для изучения свойств поризованного арболита, твердевшего в различных условиях, изготавливали различные серии образцов-блоков размерами 0,4×0,4×0,15 и 0,2×0,5×0,2 м и прочностью, соответствующей классу В2 с $V/C=0,78$. Все образцы испытывали в возрасте 1 и 28 сут. При этом образцы-блоки распиливали на кубы с ребром 0,15; 0,1; 0,07 м. Для определения призмочной прочности арболита формовали образцы размером 0,15×0,15×0,60 м.

Прочность на сжатие и призмочную прочность определяли по стандартным методикам в соответствии с ГОСТ 19222 на прессах П-5, П-10, П-50. Анализ экспериментальных данных показал, что коэффициент призмочной прочности для поризованного арболита на основе гуза-паи колеблется от 0,8 до 0,92.

Для определения упругих свойств бетона под нагрузкой изучали модуль упругости и коэффициент Пуассона. Модуль упругости поризованного арболита E_p при сжатии для нагрузки, равной 0,3 разрушающей, колеблется от 1300 до 1800 МПа в зависимости от средней плотности и класса арболита. Начальный коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) вычисляли одновременно с модулем упругости при сжатии. Среднее значение составило 0,22, что соответствует нормируемому значению.

Влажностную усадку и набухание поризованного арболита в работе оценивали в два этапа. На первом — определяли деформации поризованного арболита в процессе высушивания до постоянной массы и изучали влияние усадочных деформаций на его прочностные свойства. На втором этапе выявляли закономерности изменения влажностных деформаций и прочностных свойств поризованного арболита в условиях попеременного увлажнения и высушивания. Деформационные свойства твердеющего арболита измеряли по шести образцам в специально созданной установке.

Исследовали образцы поризованного арболита класса В2. В качестве наполнителя использовали золу-унос ТЭС в количестве 30...40 %. В процессе гелиотермообработки пластической усадки арболита практически не происходило из-за набухания заполнителя.

Максимальная деформация поризованного арболита изменяется в зависимости от расхода золы-уноса.

С изменением температуры твердения деформации расширения составляют +0,45...+0,615 мм/м. У образцов, твердевших в условиях цеха, деформации усадки в возрасте до 100 сут равны —0,11...—0,45 мм/м.

Теплопроводность является важным свойством арболита как стенового материала и зависит от многих факторов: влажностного состояния заполнителя, содержания цемента, структуры арболита и т. д. Ее изучали на стандартных образцах-кубах с ребром 0,25 и 0,15 м с установленными в них термометрами. Коэффициент теплопроводности определяли как при естественной влажности образцов, так и после их высушивания до постоянной массы.

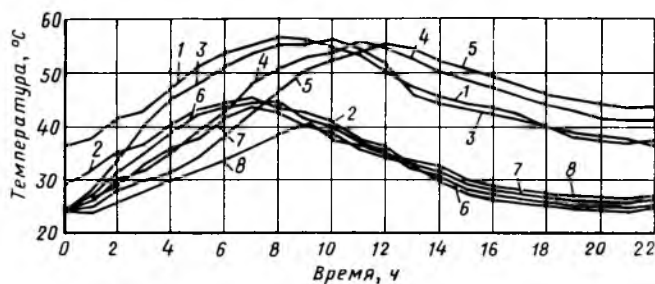
Результаты определения теплопроводности арболита при температуре 20 °С, высушенного до постоянной массы, показали, что эта характеристика колеблется от 0,09 до 0,17 Вт/(м·°С) в зависимости от средней плотности.

Увеличивающиеся год от года объемы строительства (особенно на селе) требуют изыскания дополнительных возможностей сокращения дефицита в материалах для ограждающих конструкций зданий и дальнейшего снижения их массы. Эту потребность можно удовлетворить с использованием изделий из арболита на основе гуза-паи.

В последние годы исследования арболита и опыт производства из него обогатились новыми результатами. Так, прогрессивная технология производства изделий из арболита, предложенная НИИЖБом, применяется на Дмитровском экспериментальном комбинате арболитовых конструкций и изделий.

Исследования Алма-Атинского, Ташкентского НИИСтромпоектов, Ташкентского политехнического института, НИИЖБа показали целесообразность производства арболита на основе измельченных стеблей хлопчатника, что подтверждено и выпущенными опытными партиями изделий; однако промышленного внедрения технология еще не получила.

Таким образом, сегодня имеются все предпосылки для массового применения в практике стро-



Изменение температуры в образцах из поризованного арболита на основе стеблей хлопчатника, твердевшего в различных условиях
 1 — температура среды в гелиокамере; 2 — температура окружающей среды; 3 — в 5 мм от верхней поверхности образца, твердевшего в гелиокамере; 4 — то же, в 75 мм; 5 — то же, в 145 мм; 6 — в 5 мм от верхней поверхности образца, твердевшего вне камеры в условиях полигона; 7 — то же, в 75 мм; 8 — то же, в 145 мм

ительства изделий и конструкций из арболита на измельченных стеблях хлопчатника. На основе гуза-пай можно изготавливать стеновые панели и блоки, перегородочные и теплоизоляционные плиты и другие изделия для малоэтажного строительства (1...2 этажей) жилых домов, зданий административного и культурно-бытового производственного и сельскохозяйственного назначения.

Одной из важнейших задач при производстве арболитовых изделий является разработка способов интенсификации его твердения, поскольку длительность этого процесса определяет производительность технологических линий и потребность в производственных площадях.

В настоящее время на действующих заводах тепловая обработка осуществляется в пропарочных камерах явного типа с помощью пара, проходящего через регистры, или электрообогревом при 50...55 °С и относительной влажности воздуха 40...60 %. Такие температурно-влажностные условия для интенсификации твердения сборных арболитовых изделий без дополнительных энергозатрат можно обеспечить на заводах и полигонах, расположенных в рай-

онах с сухим жарким климатом. Эти районы обладают таким неиссякаемым источником энергии, как солнечная, поскольку количество солнечных дней в году приближается к 300 [4].

Проведенные исследования показывают, что солнечную энергию можно использовать как для интенсификации твердения бетона, так и для поризованного арболита на основе гуза-пай [5]. Гелиотермообработку изделий из поризованного арболита на основе стеблей хлопчатника наиболее эффективно применять в подвижной гелиокамере со светопрозрачным теплоизолирующим и пленочным покрытием, которое создает наиболее благоприятные температурно-влажностные условия для твердеющего поризованного арболита в условиях жаркого климата (см. рисунок).

Результаты исследований показывают, что структура арболита в изделиях, твердевших в этих гелиокамерах, схожа со структурой арболита, прошедшего тепловую обработку в условиях цеха. Это подтверждается данными его морозостойкости и теплопроводности. Прочностные показатели и модуль упругости их практически не отличаются.

Выводы

Измельченную гуза-пай можно применять для изготовления арболитовых изделий. Разработанная технология изготовления поризованного арболита на основе гуза-пай позволяет формировать изделия на стандартных виброплощадках без пригрузов. Измельчение стеблей хлопчатника целесообразно осуществлять на агрегате СМ100-ТУ 26-100—79, что позволяет получать заполнитель требуемой фракции без большого количества лубяных волокон.

В арболитовую смесь предложено вводить 30...40 % золы-уноса. Применение золы-уноса ТЭС позволяет сокращать расход цемента на 10...15 %, получать хорошо удобоукладываемые нерасслаивающиеся вязкие смеси, а также уменьшать пластическую усадку и деформации арболитовых изделий.

Технология тепловой обработки изделий из арболита на основе гуза-пай разработана для полигонных условий без применения традиционных источников энергии в районах жаркого климата. Применение солнечной энергии позволяет сократить расход топлива до 50...60 кг усл. топлива на 1 м³ изделий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Путляев И. Е. Арболит на основе полимерного связующего // Развитие эффективных конструкций и изделий из арболита. — М.: Госстрой СССР. — 120 с.
2. Легкий бетон на основе гуза-пай / Б. А. Крылов, В. И. Савин, Ш. А. Хакимов и др. // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1987. — № 5. — С. 37—39.
3. Справочник по производству и применению арболита / П. И. Крутов, И. Х. Наназашвили, Н. И. Склизков, В. И. Савин. — М.: Стройиздат, 1987. — 520 с.
4. Технология бетонных работ в условиях жаркого климата // Тр. НИИЖБ. — М., 1979. — 135 с.
5. Миронов С. А., Малинский Е. Н. Основы технологии бетона в условиях сухого жаркого климата. — М.: Стройиздат, 1985. — 315 с.

С. И. СОЛОДКИЙ, канд. техн. наук, А. Е. ГОЛИКОВ, инж. (Львовский политехнический ин-т)

Оценка работы бетона на растяжение при изгибе

Бетон в конструкциях главным образом воспринимает сжимающие усилия, что и определило изучение его свойств прежде всего при сжатии. Растяжение при изгибе изучено в меньшей степени, однако в некоторых конструкциях например, в дорожных покрытиях, оно оказывает решающее влияние на трещиностойкость и долговечность материала [1]. Актуальность исследования деформирования и разрушения бетона в условиях растяжения при изгибе возрастает с внедрением в практику строительства бетонов на нетрадиционных вяжущих.

Физико-механические свойства, особенно деформирования и разрушения при изгибе, изучали на бетонах с цементным, шлакощелочным и полимерцементным вяжущим, а также на бетонах, изготовленных с применением интенсивных методов уплотнения смесей (высокочастотной вибрации и вибровакуумштампования). При испытании определяли плотность бетона, кубиковую и призмную прочность, предел прочности на растяжение при изгибе, начальный модуль упругости. На кратковременную нагрузку образцы испытывали по методике ГОСТ 10180 в возрасте 28...35 сут после хранения в нормальных температурно-влажностных условиях.

Для построения эпюр деформаций и диаграмм напряженно-деформированного состояния испытывали образцы балочки размером

0,1×0,1×0,4 и 0,15×0,15×0,6 м по схеме четырехточечного изгиба. Нагрузку прикладывали ступенями, равными 0,1 разрушающей, с выдержкой на каждой 2,5...3 мин для снятия показаний с приборов. Деформации измеряли прибором АИД-4 и тензодатчиками с базой 50 мм. Датчики наклеивали на нижней поверхности балочек на всем протяжении зоны чистого изгиба, на боковые грани с шагом 1 см и верхнюю поверхность призмы. Процесс трещинообразования контролировали ультразвуковым методом.

Характеристика составов исследованных бетонов приведена в табл. 1, их физико-механические свойства — в табл. 2. По результатам испытаний построены диаграммы деформирования крайних растянутых и сжатых волокон в зависимости от уровня действующего изгибающего напряжения (рис. 1). Их анализ показывает, что напряженно-деформированное состояние растянутой зоны у бетонов довольно однородно, за исключением полимерцементного бетона ПЦБ-15, проявившего повышенную деформативность уже на ранних стадиях нагружения. При уровне напряжений, равном 0,7, начинает проявляться нелинейность деформирования ПЦБ-5 и ПЦБ-10, и в стадии, предшествующей разрушению, для них характерен природный деформаций из-за интенсивного трещинообразования.

Предельные деформации растянутой зоны неодинаковы у различных бетонов, причем их минимальные значения соответствуют цементному бетону ($19 \cdot 10^{-5}$), несколько большие — шлакощелочному ($21 \cdot 10^{-5}$) и значительные (вплоть до $64 \cdot 10^{-5}$) — полимерцементному. Однако предельная деформация не может достаточно объективно характеризовать поведение бетона при изгибе. В частности, не наблюдается увеличения прочности при изгибе и предельной деформации растяжения, как это можно проследить у бетонов при сжатии [2]. В связи с этим требуется иной подход к оценке свойств бетонов при изгибе.

Анализ данных табл. 2 и диаграмм (см. рис. 1 и 2) показывает, что бетоны, характеризующиеся более однородным напряженно-деформированным состоянием сжатой и растянутой зон, имеют более высокие прочность на растяжение при изгибе и трещиностойкость. Количественно однородность напряженно-деформированного состояния при изгибе можно оценить отношением площадей диаграмм деформирования сжатой и растянутой зон. Примерно тот же результат дает отношение их предельных деформаций.

Однородный характер деформирования сжатой и растянутой зон при изгибе и достаточно высокая прочность при растяжении наблюдаются обычно у таких упругопластических материалов, как пластмасса, твердая резина, металл и т. п. С некоторой степенью условности назовем отношение предельных деформаций крайних по высоте сечения сжатых и растянутых волокон изгибаемого элемента коэффициентом эластичности. Формула для определения коэффициента эластичности будет иметь вид.

$$K_{el} = \varepsilon_{ub} / \varepsilon_{ubl}$$

Таблица 1

Вид бетона	Серия	Вяжущее	Состав бетонной смеси на 1 м ³				В/Ц	Жесткость смеси, с
			цемент, кг	песок, кг	щебень, кг	вода, л		
Цементный	ЦБ	Дорожный портландцемент М500	450	660	1138	190	0,42	8—10
Шлакощелочной	ШЩБ-КК	Водный 18 %-ный раствор содощелочного плава	450	660	1138	165	0,37	8—10
	ШЩБ-СК	Водный 20 %-ный раствор Na ₂ O·2SiO ₂	450	660	1139	165	0,37	8—10
Полимерцементный	ПЦБ-5	5 % ПВА	500	500	1240	176	0,35	25
	ПЦБ-10	10 % ПВА	500	500	1240	170	0,34	45
	ПЦБ-15	15 % ПВА	500	500	1190	170	0,34	80
Вибровакуумштампованный	ВВШ	ОБТЦ R _н =81,1 МПа	600	650	1200	140	0,233	150—200
Уплотненный высокочастотной вибрацией	ВЧВ	ВПЦ R _н =79,3 МПа	415	570	1310	150	0,32	104

Таблица 2

Серия	Предел прочности при сжатии, МПа		Предел прочности на растяжение при изгибе R_{btb} , МПа	Начальный модуль упругости $E_b \cdot 10^4$, МПа	Коэффициент эластичности K_{el}
	R	R_b			
ЦБ	38,1	28,6	5,2	3,94	0,52
ШЩБ-КК	41,0	29,1	6,4	3,60	0,76
ШЩБ-СК	71,5	47,9	5,4	3,40	0,70
ПЦБ-5	52,5	39,5	6,2	2,71	0,88
ПЦБ-10	48,5	36,4	6,0	2,63	0,81
ПЦБ-15	38,5	28,1	4,8	1,41	0,50
ВВШ	95,2	79,2	6,3	5,37	1,10
ВЧВ	77,0	58,5	5,5	4,60	0,59

Рис. 1. Диаграмма деформаций различных видов бетона в зависимости от уровня напряжений при изгибе

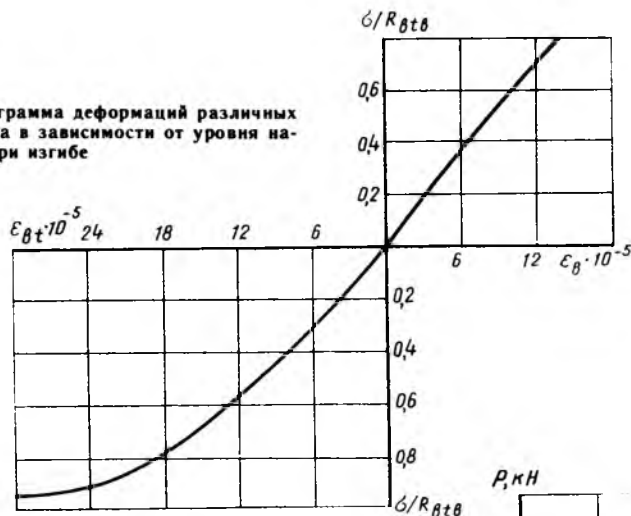
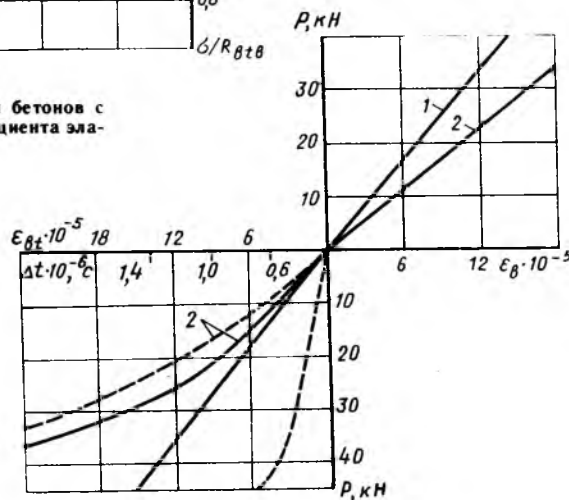


Рис. 2. Диаграмма деформаций бетонов с различными значениями коэффициента эластичности



где ϵ_{ub} и ϵ_{ubt} — предельные деформации при изгибе сжатой и растянутой зон.

Испытания показали, что чем ближе коэффициент эластичности к единице, тем выше однородность напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента и, соответственно, выше прочность и трещиностойкость бетона. В то же время с уменьшением коэффициента эластичности предельная деформативность по растянутому волокну возрастает. Однако при этом ультразвуковые измерения фиксируют рост разрывов, трещин в растянутой зоне и как следствие, некоторое снижение сопротивления бетона растяжению.

Таким образом, отдельно взятые прочность или предельная деформативность не всегда могут в полной мере характеризовать поведение при изгибе. Необходимо учитывать все физико-механические свойства бетона в комплексе. Для этих целей рекомендуется критерий напряженно-деформированного состояния, определяемый коэффициентом эластичности. В первом приближении он может достаточно удовлетворительно характеризовать сопротивляемость бетона растягивающим напряжениям в условиях изгиба.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Голиков А. Е. Причины разрушения бетона, эксплуатируемого в суровых климатических условиях // Вопросы современного строительства. — Львов: Львовский политехнический ин-т. — 1973. — № 80. — С. 25—31.
2. Голиков А. Е., Мыцык А. Т. Исследование деформативных свойств бетонов марок 500—700 // Бетон и железобетон. — 1974. — № 2. — С. 13—14.

Совершенствование закладных деталей

В железобетонных каркасах промышленных зданий расход металла на закладные детали составляет 30 % общего расхода стали.

Для дальнейшего совершенствования технологии изготовления закладных деталей и расширения их централизованного производства на специализированных предприятиях была разработана методика, проведена сквозная унификация заготовок деталей и установлены их рациональные параметры. При этом необходимо было сократить число типоразмеров до минимального, что позволяет снизить трудоемкость и повысить качество изготовления.

Была намечена следующая последовательность выполнения работы: анализ параметров заготовок закладных деталей, составление сквозных рядов их размеров, сокращение числа типоразмеров заготовок. При этом руководствовались требованиями безотходного раскроя принятых прокатных материалов — полосовой и листовой стали.

В результате анализа 419 деталей были составлены таблицы параметров пластин, профилей, прямых и гнутых анкеров. Анализ дал следующие результаты:

заготовки из плоского профиля наиболее часто имеют толщину 6, 8, 10, 12, 16 мм, реже — 14, 18, 20, 22, 25 и 30 мм. Ширина заготовок колеблется от 40 до 300 мм с градацией 10 мм и далее может быть представлена рядом 320, 390, 400, 450, 460, 490 и 500 мм; заготовки из фасонного проката имеют равнополочные уголки 45×5 , 50×5 , 63×5 , 75×5 , 63×6 , 80×6 , 75×7 , 75×8 , 90×8 , 140×10 , 100×12 , 160×12 и неравнополочные $75 \times 50 \times 5$, $90 \times 56 \times 5,5$, $110 \times 63 \times 6$, $63 \times 40 \times 8$, $110 \times 70 \times 8$, $125 \times 80 \times 8$, $180 \times 110 \times 10$, $140 \times 90 \times 10$. Металлургическая промышленность почти не выпускает равнополочные уголки 45×5 , $75 \times$

$\times 8$ и неравнополочные $110 \times 63 \times 6$, $63 \times 40 \times 8$;

разные металлические изделия, газовые трубы диаметром 40 мм, гайки М14, М16, М20;

анкерные стержни — из стали класса А-III диаметром 6...40 мм, наиболее часто встречаются диаметры 8...20, 36 мм; из стали класса А-II — диаметры 6...12 мм; из стали класса А-I — диаметры 12, 14, 20 мм. Анкеры из стали классов А-I и А-II встречаются редко.

Были установлены принципы проведения сквозной унификации параметров заготовок. К ним относятся унификация пластин заготовок таким образом, чтобы одна из сторон имела размер, кратный 20 мм, и разработка предпочтительного ряда параметров, уменьшающих отход при раскрое; унификация длины анкеров до размеров, кратных 10...20 мм; замена гайки для фиксации закладных деталей квадратными отверстиями размером 10×10 мм и шпильками; исключение (в некоторых случаях с экспериментальной проверкой) газовых труб для строповки изделий. На основе анализа и разработанных предложений был составлен межотраслевой сортament рекомендуемых параметров заготовок.

Разработанной номенклатурой и сокращенным сортаментом элементов заготовок целесообразно руководствоваться при проектировании закладных деталей сборных конструкций зданий и сооружений. Номенклатура заготовок элементов закладных деталей позволяет централизованно выпускать изделия на специализированных предприятиях, снизив трудоемкость их изготовления примерно на 10 %.

Создание межотраслевых рядов типоразмеров позволило повысить производительность труда и при этом сократить общее число заготовок пластин на 30, арматурных стержней на 25 %.

В соответствии с рядами типоразмеров был разработан межотраслевой каталог унифицированных закладных деталей сборных конструкций массового применения. ЦНИИПромзданий составлены предложения по совершенствованию закладных деталей и на их основе выпущены «Дополнения» к типовым рабочим чертежам, включающие усовершенствованные облегченные закладные детали вместо ранее применявшихся. Так, в плитах покрытий и перекрытий одно- и многоэтажных производственных зданий опорная закладная деталь и отдельная петля для подъема были заменены закладной деталью (рис. 1), анкеры которой являются одновременно монтажной петлей.

Наряду с необходимостью снижения расхода стали на закладные детали, важным вопросом является трудоемкость их изготовления, составляющая до 20 % общего объема затрат труда, связанных с выпуском арматурных изделий. В связи с этим для совершенствования производства, уменьшения расхода стали и снижения трудоемкости был предложен более прогрессивный способ производства закладных деталей — штампование. Штампованная закладная деталь (рис. 2) имеет принципиальное отличие от применявшихся ранее в жилищном строительстве. Закладное изделие представляет собой пластину, из тела которой выштамповывается анкерующая часть в виде узких полос, отгибаемых перпендикулярно плоскости пластины. Предлагаемый способ требует наличия

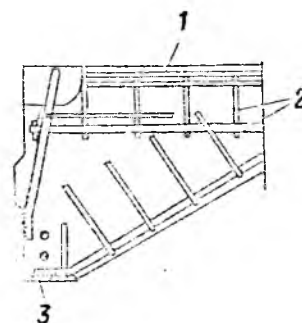


Рис. 1. Петля для плит, совмещенная с анкерами опорной закладной детали
1 — сетка подлки; 2 — каркас поперечного ребра; 3 — опорная закладная деталь

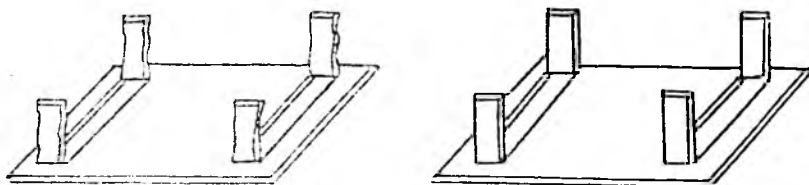


Рис. 2. Штампованные закладные детали

специального прессового оборудования и приспособлений для штампования (пуансонов и матриц). Внедрение штампованных закладных деталей позволяет отказаться от непроизводительных сварочных работ и улучшить их качество.

Замена сварных деталей штампованными включает замену закладных деталей, выполненных в виде пластин с приваренными к ним втавр анкерными стержнями и установленных по верхним поясам балок или ферм, для крепления к ним плит покрытия более экономичными и технологичными в изготовлении штампованными деталями. ЦНИИПромзданий были перепроектированы закладные детали железобетонных конструкций с контактно-рельефной сваркой и тавровой сваркой в глубоко выштампованное отверстие (рис. 3) с использованием новых соотношений между толщиной пластины и диаметром анкера.

Испытания сварных узлов показали, что при контактно-рельефной сварке соотношение между толщиной пластины и диаметром анкерного стержня $\delta_{пл}/\delta_{ан}$ можно уменьшить до 0,4 вместо рекомендуемых 0,6 при максимальном диаметре анкера 22 мм, а при тавровой сварке в глубоко выштампованное отверстие до 0,3 вместо 0,75 (при ручной дуговой сварке в раззенкованное отверстие).

Эффективность усовершенствованной опорной закладной детали ребристых плит (см. рис. 1) очевидна, так как анкеры закладной детали являются одновременно петлей для подъема. Кроме того, перемещение петель ближе к торцу плиты позволяет уменьшить суммарный момент в верхней зоне плиты от собственного веса и усилий обжатия, напрягаемого арматурой, который в доэксплуатационной стадии мог вызвать появление трещин в верхней зоне плит. Вместе с тем воздействия при подъемах могли отрицательно повлиять на анкеровку напрягаемой арматуры.

Эксперименты проводили на двух образцах плит покрытия размером 3×6 м, изготовленных по поточно-агрегатной технологии из бетона класса В30. Уплотнение бетонной смеси производили на виброплощадке. При изготовлении образцов проводили тщательный пооперационный контроль: измеряли расстояния между упорами силового поддона и напряжения рабочей арматуры, габариты форм, диаметры устанавливаемой арматуры, толщину защитного слоя.

Из наблюдений за образцами плит было установлено, что изготовление опорных закладных деталей, совмещенных с подъемными петлями, почти не отличается от обычных и переход на них не вызывает дополнительных трудозатрат; установка новых опорных закладных деталей не усложняет армирования конструкции, а операции по изготовлению и установке обычных петель исключаются.

В соответствии с рабочей программой плиты испытывали в два этапа. Первый — определение надежности работы новой конструкции монтажной петли, а также возможного нарушения структуры бетона опорных участков в зоне анкеровки рабочей напрягаемой арматуры. Второй этап — испытание образца вертикальной нормативной равномерно-распределенной нагрузкой, а затем в предельной стадии соответствующей контрольной разрушающей нагрузкой по поперечной силе, равной 1,6 расчетной.

Петли испытывали путем подъема конструкции мостовым краном за две петли с одного торца. За нормативную нагрузку принимали сумму собственного веса плиты и силовой формы. Возможную динамическую нагрузку учитывали с коэффициентом динамичности, равным 1,5. Дополнительно принимали во внимание коэффициент запаса 1,2.

Конструкции петель испытывали при нагрузках, подсчитанных из расчета, что вес конструкции и силовой формы распределяется на три петли, так как плиты можно

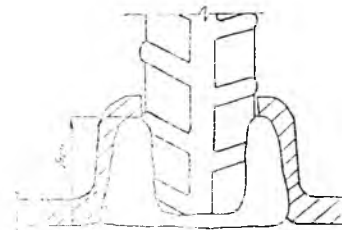


Рис. 3. Тавровая сварка в глубоко выштампованное отверстие

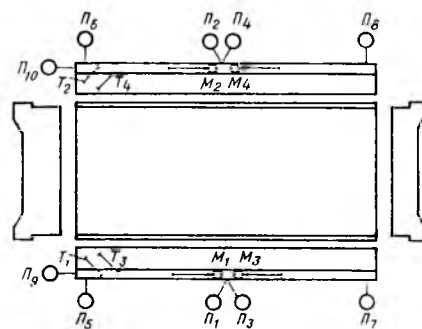


Рис. 4. Схема расстановки приборов на образце
П — прогибомер; М — индикатор на базе 1 м; Т — тензорезистор на базе 200 мм

поднимать с помощью строп. Подсчитанные таким образом нагрузки были несколько завышены по сравнению с реально возможными, что идет в запас прочности, так как в момент распалубки конструкция работает не самостоятельно, а совместно с силовой формой.

Загружение образцов производили кирпичом до нормативной нагрузки, при которой был произведен первый подъем плиты. После приложения нормативной нагрузки плиты выдерживали в течение одного часа. Дальнейшее нагружение производили таким образом, чтобы создать требуемые нагрузки на петли при подъеме. Загружение конструкции прекращали после приложения нагрузки, создавшей поперечную силу, равную 1,6 расчетной.

Плиты устанавливали на две специальные опоры, одна из которых выполнялась шарнирно-неподвижной, вторая шарнирно-подвижной. Перед нагружением продольные ребра в зоне опорных закладных деталей, имитируя опирание на стропильные конструкции, соединяли между собой швеллерами. Под плитами выкладывали страховочные столбики.

При испытании конструкций с помощью мостового крана измеряли как местные, так и общие деформации. Схема расстановки приборов приведена на рис. 4. Про-

гиб в середине пролета, откату и осадку опор измеряли прогибомерами, относительные фибровые деформации растянутой зоны бетона — индикаторами часового типа, деформации по линиям главных растягивающих напряжений — рычажными тензометрами.

Петли на первом образце испытывали только с одного конца, на втором — с двух.

При подъеме плит после приложения нагрузки 10-го этапа, соответствующей нормативной, у образцов на потолочной части плиты, в узле примыкания продольного и торцевого ребер, были обнаружены трещины по секущей к углу с шириной раскрытия 0,05 мм.

Испытание петель мостовым крапом показало, что максимальная ширина раскрытия трещин, образовавшихся по линиям примыкания продольного и торцевого ребер, составила 0,25 мм только после приложения нагрузки, равной нормативной с учетом коэффициентов динамичности и запаса. При нагрузке на плиты, равной

нормативной с коэффициентом динамичности, максимальное раскрытие трещин не превышало 0,05 мм, что меньше допустимого значения.

В процессе испытания исследовали как общие, так и местные деформации, а также прогибы плит в середине пролета. При приложении нагрузки, контрольной по жесткости, прогиб составил 0,84 см, или 1/702 расчетного пролета, что меньше контрольного значения. Прогиб плит при нормативной нагрузке с учетом прогиба от собственного веса составил 1,13 см, или 1/522 расчетного пролета. Фибровые деформации растянутой зоны бетона продольных ребер плит до приложения нагрузки 14-го этапа, соответствующей 110,5 % нормативной, имеют пропорциональную зависимость. После приложения нагрузки 15-го этапа образуются первые трещины. Фибровые деформации бетона по линиям главных растягивающих напряжений имеют пропорциональную зависимость от нагрузки. Это свидетельствует об отсутствии трещин

на опорных участках наружных граней продольных ребер.

Так, расчетный момент трещинообразования для первого образца составил 79,4, фактический 79,6 МПа, для второго образца соответственно 78 и 81,3 МПа. Расчетный прогиб для первого образца составил 0,63, фактический 0,67 см, для второго образца соответственно 0,66 и 0,89 см. Таким образом, результаты испытаний хорошо согласуются с данными поверочного расчета.

Так как основной задачей испытания была проверка работы зоны анкерówki стержней рабочей арматуры и участков бетона, примыкающих к монтажным петлям, то дальнейшее загрузение вели до нагрузки, создавшей поперечную силу на опоре, равную 160 % расчетной. При этой нагрузке признаков разрушения конструкций не обнаружено. Результаты испытаний показали надежную работу конструкций и отсутствие повреждений бетона в зоне анкерówki рабочей арматуры.

Заводское производство

УДК 624.023.673.002.3

В. Г. УСОШИН, В. В. ЗИНОВИЧ (Проектно-конструкторское технологическое бюро, Минск)

Комплекс оборудования для изготовления безнапорных труб

В ПКТП ПТО «Стройкомплекс» разработана техническая документация на комплекс оборудования для изготовления труб по ГОСТ 6482 диаметрами 1000, 1200, 1400, 1600, 2000 мм, длиной 5000 мм.

В состав комплекса оборудования входят установка для формования труб, самоходный бункер, бетонораздатчик и бункер для подачи бетонной смеси в форму, установка для изготовления арматурных каркасов, стенд для сборки арматурных каркасов, установка для гибки продольных стержней, станок для изготовления фиксаторов, кантователь, установки для испытания и вращения труб.

Установка для формования труб (рис. 1) содержит установленный внутри каркаса съемный сердечник. Каркас состоит из вертикальных стоек, связанных внизу горизонтальными балками, а попереху — расположенной на уровне пола цеха платформой. В установку входит комплект форм с поддонами. Форма устанавливается на подвижной стол. В его центральной части имеется проем, в который устанавливают сменные вставки в зависимости от типоразмера изготавливаемых изделий. Внутри формы находится бункер для бетонной смеси.

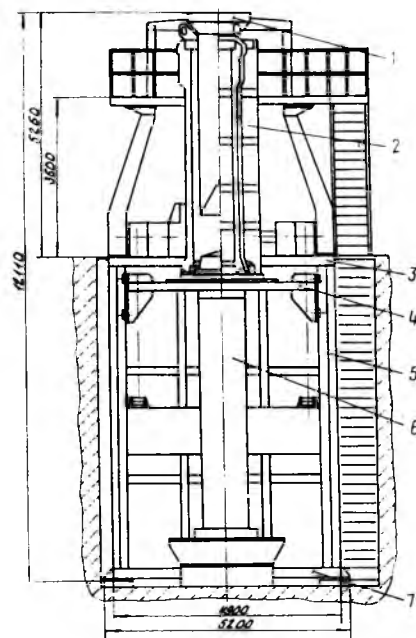


Рис. 1. Установка для формования труб
1 — бункер для подачи бетонной смеси в форму; 2 — форма; 3 — платформа; 4 — подвижной стол; 5 — стойка; 6 — сердечник; 7 — балка

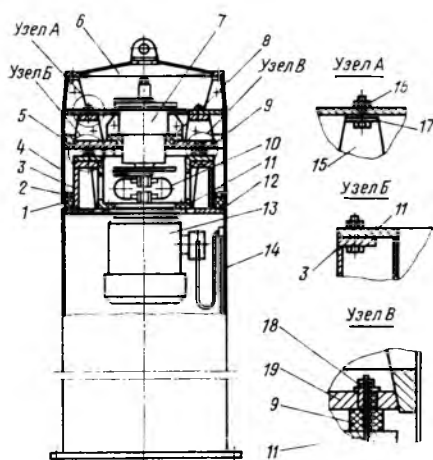
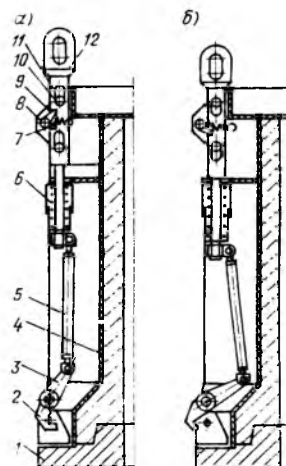


Рис. 2. Сердечник

1 — амортизирующая прокладка; 2 — установочное кольцо; 3 — центрирующая обойма; 4 — корпус виброголовки; 5 — распорное кольцо; 6 — крышка; 7 — вибровозбудитель; 8 — ступица; 9 — диафрагма; 10 — компенсирующая муфта; 11 — установочный стакан; 12 — переключатель; 13 — электродвигатель; 14 — цилиндр; 15 — ребра жесткости; 16 — болтовые соединения; 17 — кольцо; 18 — шпилька; 19 — амортизирующая втулка

Рис. 3. Разрез формы

а — корпус формы соединен с поддоном; б — корпус формы рассоединен с поддоном; 1 — поддон; 2 — палец; 3 — рычаг захвата; 4 — корпус формы; 5 — тяга; 6 — пружина ползуна; 7 — пружина эксцентрика; 8 — эксцентрик; 9 — кронштейн; 10 — упор стержней; 11 — ползун; 12 — проушина



Техническая характеристика установки

Производительность, труб/ч	не менее 2
Установленная мощность, кВт	37,3
Габариты, мм:	
высота над уровнем пола	5260
полная высота	12 110
длина	6100
ширина	6100
Грузоподъемность стола, кг	20 000
Масса установки без оснастки, кг	29 000

Сердечник (рис. 2) представляет собой цилиндр с ребрами жесткости внутри, в верхней части которого установлена виброголовка, включающая в себя корпус и виброблок, состоящий из вибровозбудителя и двигателя, соединенных между собой компенсирующей муфтой.

Корпус виброголовки имеет установочное и распорное кольца. Вибровозбудитель посредством жестко соединенной с ним ступицы связан с диафрагмой, контактирующей с распорным кольцом виброголовки. Двигатель соединен с установочным стаканом, который крепится на центрирующей обойме, приваренной к переключателю сердечника. Диафрагма через амортизирующие втулки шпильками крепится к установочному стакану двигателя. На диафрагме ребрами жесткости закрепляется кольцо, на котором с помощью болтового соединения устанавливается корпус виброголовки. В ее нижней части установлена амортизирующая прокладка. Виброголовка закрывается крышкой. Для демонтажа при ремонте виброблока достаточно снять крышку, отсоединить болты и снять корпус, затем, отсоединив болты, соединяющие стакан с обоймой, снять виброблок. Такая конструкция сердечника создает удобства

в эксплуатации и уменьшает трудозатраты при ремонте и монтаже.

Каждая из форм (рис. 3) состоит из цилиндрического корпуса, с радиальными ребрами жесткости, поддона, служащего для формирования торцевой части трубы, и сцепных устройств.

После сборки состоит из пальцев, закрепленных на поддоне, и рычагов-захватов, шарнирно закрепленных на корпусе формы. Свободные плечи рычагов-захватов шарнирно соединены тягами с подпружиненными ползунами, оканчивающимися проушинами для захвата крюком крана. Фиксаторы положения тяг содержат кронштейны, крепящиеся на корпусе, на которых установлены попарно заблокированные стержневые упоры, проходящие сквозь направляющие пазы ползуна. На кронштейнах закреплены эксцентрики с пружиной, контактирующие с гнездами ползуна. Для поворота эксцентриков имеется рукоятка.

Работа с формой осуществляется следующим образом. На поддон, установленный на посту сборки, закрепляют арматурный каркас. На пост сборки подают корпус формы, захваты которой открыты, а ползуны зафиксированы эксцентриком в нижнем положении, и одевают на арматурный каркас. При опускании корпуса захваты должны быть сориентированы относительно пальцев поддона. После установки корпуса на поддон и перемещения ползуна под действием пружины вниз, эксцентрик необходимо повернуть вверх. Затем ползун грузоподъемной траверсой вместе с тягой поднимают вверх, поворачивая захват, который входит в зацепление с пальцами, и при этом эксцентрик под

действием пружины входит в гнездо ползуна, препятствуя его опусканию.

После формирования форму переносят в камеру тепловлажностной обработки. Перед снятием с поста формирования (форма находится на весу) эксцентрик поворачивают зубом вниз. После установки формы на пол ямной камеры ползун освобождают от траверсы. Под действием пружины он движется вниз, тяга поворачивает захват, освобождая пальцы поддона, эксцентрик заходит в гнездо ползуна, препятствуя его подъему. Корпус отделен от поддона и его можно снять для установки на пост сборки.

Такая конструкция сцепного устройства формы позволяет в автоматизированном режиме соединять и рассоединять корпус формы с поддоном, в том числе и в ямной пропарочной камере.

Процесс изготовления труб на установке следующий.

На посту зарядки форм устанавливают поддон, на который краном крепят сначала собранный арматурный каркас, затем неразъемную форму. В нее устанавливают бункер, в который подают бетонную смесь. Подготовленную таким образом форму подают на стол установки. При его опускании происходит автоматическое раскрытие установленного в трубе бункера и бетонная смесь высыпается в полость между формой и включенной виброголовкой, где происходит уплотнение. После формирования стол установки с формой поднимают в верхнее положение, откуда последнюю подают в ямную камеру тепловлажностной обработки, где она отсоединяется от поддона и снимается с изделия. После термообработки изделие с помощью авто-

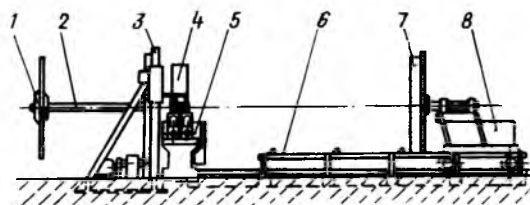


Рис. 4. Установка изготовления арматурных каркасов труб

1 — поддерживающее устройство; 2 — вал; 3 — приводная планшайба; 4 — сварочный барабан; 5 — направляющие для тележки; 6 — тянущая планшайба; 7 — рычаг; 8 — ролик

захвата краном извлекают из камеры.

Установка для изготовления арматурных каркасов и труб (рис. 4) содержит сварочный агрегат, приводную планшайбу, к которой с одной стороны крепятся сменные сварочные барабаны, с другой стороны — вал с поддерживающим устройством. Для продольного перемещения свариваемого каркаса служит тянущая планшайба, установленная на тележке, перемещаемой по направляющим.

Техническая характеристика

Производительность каркасов в смену	17—30
Производительность сварки (при сварке двумя электродами) точек/мин	162—200
Мощность сварочного трансформатора, кВА	170
Установленная мощность электропривода, кВт	11,75
Обслуживающий персонал	1
Габариты, мм:	
длина	12 990
ширина с бухтодержателем	7170
ширина без бухтодержателя	3970
высота над уровнем пола	2920
Масса, кг	10 060

На одной стороне тянущей планшайбы (рис. 5) закреплен механизм зажима стержней в виде поворотных подпружиненных рычагов с роликами на свободном конце, огибаемыми зажимным канатом, который соединен с закрепленным на планшайбе пневмоцилиндром. На другой стороне планшайбы крепится один из сменных сварочных барабанов, выполненных в виде двух шарнирно соединенных стягиваемых пружиной секций, между торцами которых находится кулачок. Последний установлен на оси, на другом конце которой находится рычаг с роликом на конце, огибаемым зажимным канатом.

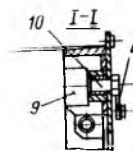
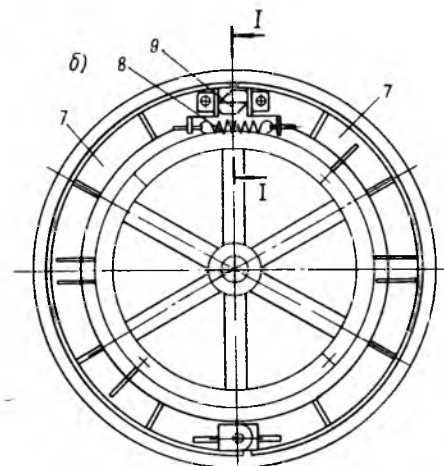
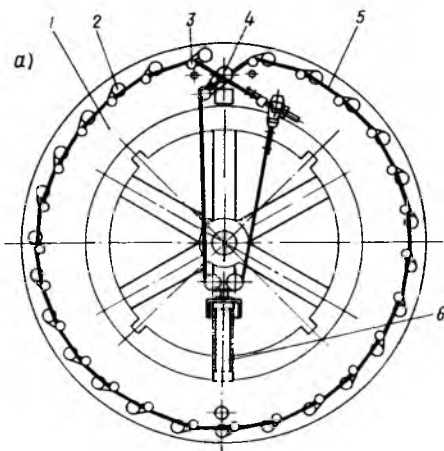


Рис. 5. Тянущая планшайба

а — вид со стороны механизма зажатия стержней; б — то же со стороны сварочного барабана; 1 — тянущая планшайба; 2 — поворотный подпружиненный рычаг; 3 — ролик; 4 — рычаг; 5 — зажимной канат; 6 — пневмоцилиндр; 7 — секция сварочного барабана; 8 — пружина; 9 — кулачок; 10 — ось

Зажимной механизм и сварочный барабан натяжной планшайбы работают следующим образом.

В исходном положении зажимной канат ослаблен, рычаги под действием пружин подняты над отверстиями планшайбы, кулачок установлен длинной осью параллельно контактирующим с ним поверхностям свободных концов секций барабана. В отверстия планшайбы вставляют продольные арматурные стержни. После заправки продольных стержней во все отверстия включают пневмоцилиндр, который натягивает канат, и рычаги, поворачиваясь, зажимают стержни в отверстиях. Одновременно канат поворачивает рычаг, установленный на оси кулачка. При этом последний поворачивается, преодолевая сопротивление стягивающей секции барабана пружины, раздвигая секции барабана до проектного положения. В этом положении производят сварку раструбной части каркаса.

Цилиндрическую часть каркаса сваривают на барабане, крепящемся на приводной планшайбе при поступательно-вращательном движении продольных стержней. После сварки каркаса с помощью пневмоцилиндра ослабляется зажимной канат, подпружиненные рычаги и кулачок возвращаются в исходное положение. При этом секции сварочного барабана прижимаются пружиной к кулачку, и барабан уменьшается в диаметре.

Конструкция тянущей планшайбы позволяет надежно зафиксировать продольные стержни, беспрепятственно снимать арматурные каркасы благодаря уменьшению диаметра сварочных барабанов. Использование комплекса оборудования позволит механизировать процесс изготовления и повысить качество труб.

Более подробную информацию и техническую документацию оборудования комплекса можно получить по адресу: 220001 Минск, ул. Московская, 18. ПКТБ ПТО «Стройкомплекс».

В. Н. ШАСТУН, канд. техн. наук, В. Ф. ЯРЕМЕНКО, инж.
(Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

Эффективная формооснастка для изготовления сборных изделий

В промышленности сборного железобетона формооснастка является основным и наиболее металлоемким (до 80 % массы всего оборудования) видом технологического оборудования. Оборачиваемость форм — важнейший фактор, определяющий производительность технологических линий, а их металлоемкость влияет на технико-экономические показатели предприятия. В настоящее время, когда металл подорожал в десятки раз, и при этом остался по-прежнему дефицитом, вопросам рациональной комплектации парка форм на предприятиях уделяют первостепенное значение.

Кроме того, трудоемкость работ по подготовке формы составляет 30 % всех трудозатрат по изготовлению железобетонных изделий, так как эти операции связаны с применением ручного труда, например при сборке-разборке. В связи с этим назрела необходимость разработки конструкций форм, характеризующихся минимальной удельной металлоемкостью, переналаживаемостью и минимальной трудоемкостью. Удельную металлоемкость можно снизить путем обеспечения съёмности бортоснастки (так как 80 % массы формы приходится на поддон), в том числе с изделиями на ранних стадиях твердения, или увеличения бетоноёмкости формы. Наиболее оптимальным способом переналадки является наличие дополнительных элементов (вкладышей) для перехода на другую номенклатуру изделий, а также использование съёмной, отделяемой от поддона, бортоснастки. При этом необходимо свести к минимуму использование ручного труда при сборке-разборке.

В Днепропетровском инженерно-строительном институте разработана и внедрена на некоторых заводах ЖБИ формооснастка, отвечающая предъявляемым выше требованиям.

На рис. 1 представлена кассетная веерная форма для изготовле-

ния мелкогазмерных изделий балочного типа (брусковых перемачек, столбов ограждений и т. д.). Она представляет собой сваренную из швеллера обрамляющую раму, внутри которой расположены разделительные листы с бортоснасткой, образующие формовочные отсеки. На раме смонтированы эксцентрикковые зажимы. Через отверстия в раме и в разделительных листах пропущен бесконечный трос. После расфиксации эксцентрика форму стропят за петли, выбирают свободный ход троса, последний провисает, формовочные отсеки и изделия в них распола-

гаются веером, происходит распалубка.

Отличительной особенностью предлагаемой формы является увеличение числа и объема одновременно формуемых изделий, упрощение распалубки, чистки, смазки (производится окунанием в ванну), что позволяет снизить трудозатраты изготовления изделий на 0,51...0,59 (чел-ч)/м³ изделий, металлоемкость форм на 15...20 %. Кроме того, съёмность бортоснастки позволяет использовать поддон в постоянном обороте, устанавливая на него оснастку для изготовления требуемых в данное время изделий.

Техническая характеристика (для форм, изготавливающих перемачки типа I ПП 13)

Число формуемых изделий	35
Объем изделий, м ³	0,35
Масса формы с поддоном, кг	1286
Масса съёмной формооснастки, кг	616

На рис. 2 представлена кассетная форма для изготовления



Рис. 1. Кассетная веерная форма для изготовления мелкогазмерных балочных конструкций

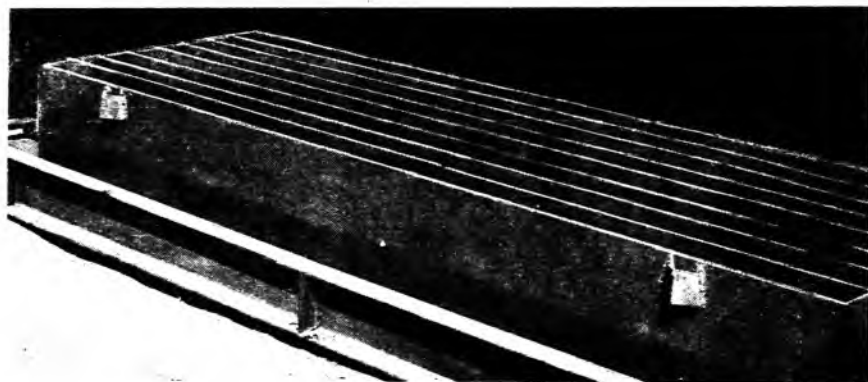


Рис. 2. Кассетная веерная форма для изготовления крупногазмерных балочных конструкций

крупноразмерных изделий (сваи, прогоны, фундаментные балки, дорожные и тротуарный бордюры и т. п.). Она состоит из опорной рамы, на которой смонтированы откидные формовочные отсеки, вертикально подвижный центральный разделитель с двухсторонним распорным клином, контактирующим с упорами на торцах формовочных отсеков. На опорной раме по торцам кассетной формы расположены механизмы фиксации.

Форма работает без применения ручного труда. Все операции сборки и разборки осуществляются краном. При распалубке форму стропят за рычаги, приводящие в движение разделитель, который клином раскрывает формовочные отсеки. Сборка осуществляется строповкой формы за петли на крайних формовочных отсеках, при этом поворотом рычага ее фиксируют в собранном виде.

Преимущества перед аналогичными двухместными формами с откидными отсеками — упрощения распалубки, чистки и смазки — позволяют снизить трудозатраты изготовления изделий на 0,30...0,40 (чел-ч)/м³ изделий, удельную металлоемкость на 30...35 %.

Техническая характеристика (для бордюров БР 100.30.15)

Число формомест	48
Масса формы, кг	1787
Габариты, мм	3240× ×1912× ×420

Разработана также конструкция формы для изготовления мелко-размерных плитных конструкций (плиты перекрытия каналов, паропетные плиты и т. д.). Она со-

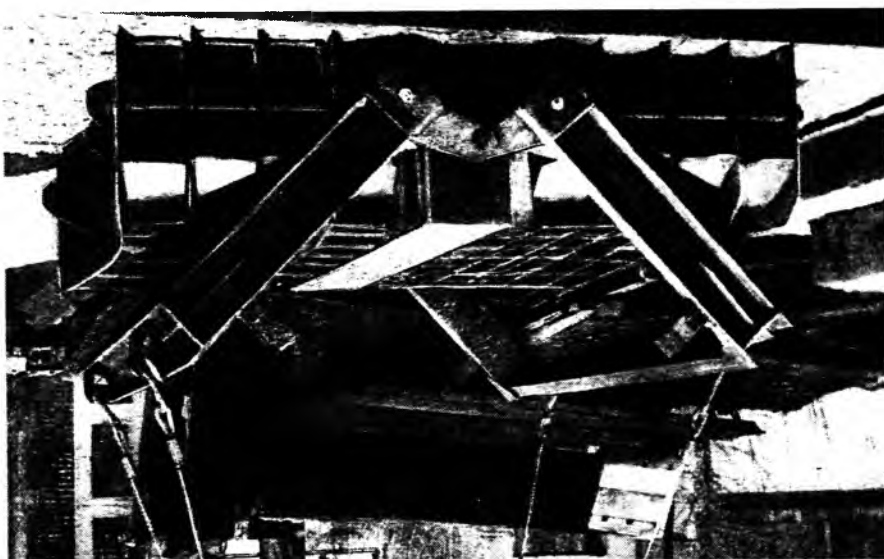


Рис. 3. Кассетная форма для изготовления мелких стеновых блоков

стоит из формовочных отсеков, в верхней зоне соединенных шарнирами. Фиксация в собранном состоянии и распалубка осуществляются рамкой-траверсой, установленной по торцам формы. Все операции по распалубке и сборке осуществляются краном без применения ручного труда.

На рис. 3 представлена форма для изготовления мелких стеновых блоком размером 200×300×600 мм. Она используется для формирования блоков из различных материалов (бетона, шлакозолобетона, гипса, пенобетона, арболита) и наряду с другими ее модификациями широко распространена на предприятиях, производящих стеновые блоки. Процессы сборки и разборки полностью механизированы. Форма смазывается оку-

плением рабочих полостей в ванную. Готовые изделия форма переносит и выгружает в указанное место складирования или на транспорт.

Техническая характеристика

Размер изготавливаемых изделий, мм	200× ×300× ×600
Число одновременно формируемых блоков	56
Объем формируемых блоков, м ³	2
Металлоемкость, т	2,1

Представленные конструктивные решения формооснастки находят широкое применение на предприятиях ЖБИ.

Консультации можно получить в ДИСИ по тел.: 46-93-83.

УДК 691.629(088.8)

Д. Г. ЛИН, А. П. ГРИБАЙЛО, кандидаты техн. наук, Л. Н. БАКЛАНЕНКО, инж. (Гомельский государственный ун-т)

Смазка для металлических форм из отработанной водомасляной СОЖ

В технологическом процессе производства бетонных и железобетонных изделий наиболее распространена смазка для форм, содержащая эмульсол кислый синтетический ЭКС (10...25 %), кальцинированную соду (0,5...1) и воду

(остальное). Однако смазка неустойчива при хранении, поэтому ее готовят на одну смену и через каждый час перемешивают. Смазка достаточно дорога: стоимость 1 т ЭКС в ценах 1990 г. составляет 210 р. Учитывая, что потребность

в ЭКС для среднего завода ЖБИ составляет 50...60 т в квартал, то расходы на нее достигают значительной величины.

Известны попытки получения более дешевой смазки за счет использования отходов производства. Так, в смазку для металлических форм вводят отработанные минеральные масла, кубовые остатки нефтепродуктов, отходы производства ланолина* и другие вторичные продукты.

Предлагается смазка, в которой в качестве заменителя ЭКС исполь-

* Пальгунов П. П., Сумароков М. В. Утилизация промышленных отходов. — М.: Стройиздат, 1990. — 374 с.

зуют нефтепродукт, выделенный из отработанной водомасляной СОЖ. Одним из способов восстановления СОЖ, отработанных на различных технологических операциях металлообработки, является электрокоагуляция отхода. Для этого отход СОЖ подкисляют серной кислотой и рассолом хлорида натрия, а затем обрабатывают электрическим током ($I=1600$ А, $u=128$ В), после чего он разлагается на нефтепродукт, воду и шлам. К сожалению, из-за высокого содержания воды полученный нефтепродукт нельзя использовать для регенерации на нефтеперерабатывающих заводах (для регенерации принимают нефтепродукт с содержанием воды не более 4...5 %). Исследовали возможность применения данного нефтепродукта в качестве основы смазки для металлических форм. Исходным материалом служила отработанная СОЖ. Электрокоагуляцию производили на установке НИИ ВОДГЕО. Перед переработкой СОЖ имела следующий состав (масс. %): свободное масло — 30, полуэмульгированное масло — 5, эмульгированное масло — 5, загрязнения — 10, вода — остальное.

Непосредственно после электрокоагуляции нефтепродукт отделяли от воды и шлама и использовали в качестве масляного компонента смазки. Роль эмульгатора выполняла кальцинированная сода (ГОСТ 9179). При необходимости в

Номер смазки	Компоненты смазок, %					Стабильность смазки, сут	Адгезия, кг/см ²
	ЭКС	кальцинированная сода	нефтепродукт	гашеная известь	техническая вода		
1	10	0,75	—	—	89,25	1	100
2	25	1,00	—	—	74,00	0,8	70
3	—	0,50	33	—	66,50	45	66
4	—	1,00	36	—	63,00	46	63
5	—	2,00	39	—	59,00	50	60
6	—	2,00	39	2	57,00	58	47

смазочную композицию дополнительно вводили гашеную известь, основное назначение которой сводилось к нейтрализации жировых пятен на изделии. Смазку готовили следующим образом. В емкость, снабженную смесителем и источником подогрева, вносили требуемое количество воды, подогревали до 50...60 °С, добавляли заданное количество кальцинированной соды и перемешивали до полного растворения. Затем вводили расчетное количество нефтепродукта и продолжали перемешивать до получения однородной суспензии. Смазку наносили на поверхность формы распылением. Аналогичным образом готовили смазочные составы на основе ЭКС.

В ходе испытаний оценивали стабильность смазки, ее адгезию к форме, а также состояние поверхности бетона. В таблице приведены составы смазок и результаты ее испытаний.

Стабильность смазок на основе ЭКС (смазки 1, 2) сравнительно низкая до 1 сут, в то время как смазки на основе нефтепродукта

(3...6) сохраняют стабильность более 40 сут. Это, по-видимому, объясняется большой эффективностью кальциевого мыла, образующегося в результате взаимодействия каустической соды с кислотными группами молекул масла. Достоинством смазок 3...6 является более низкая адгезия к металлической форме, что облегчает отделение формы от изделия. На поверхности бетона, полученного с использованием смазок 1, 2, имеются мелкие отдельные поры, а также отдельные темные жировые пятна. Замена в смазке ЭКС нефтепродуктов (3...5) устраняет поры на поверхности изделия, но темные жировые пятна остаются. При введении в смазку на основе нефтепродукта гашеной извести (6) жировые пятна удаётся устранить. Поверхность изделий в данном случае является гладкой и имеет светло-серый цвет.

Разработанная смазка на основе нефтепродукта прошла производственные испытания на Мозырском заводе ЖБИ-5.

Строительное производство

УДК 69.057.5:624.92

В. П. ЛЫСОВ, д-р техн. наук, проф. (Белорусский политехнический ин-т)

Рациональность опалубок и методов термообработки бетона в монолитном домостроении

Монолитное домостроение в нашей стране оценивается как одно из перспективных направлений в решении жилищной проблемы. Этому способствуют наметившиеся сдвиги в повышении его техниче-

ского уровня и результаты эффективного строительства в городских и сельских районах. С расширением монолитного домостроения создаются возможности ресурсосбережения, использования мест-

ных недорогих материалов, снижения капитальных вложений и расходов на создание производственных баз и др.

Однако наряду с этим необходимо дальнейшее совершенство-

вание технологии производства работ, повышение ее индустриализации и особенно в зимних условиях строительства, так как на большинстве строительных площадок с наступлением отрицательных температур монолитное домостроение, как правило, приостанавливается. Производство работ в этих условиях усложняется, однако для обеспечения нормального уровня имеется немало научных разработок, поэтому целесообразно из известных методов выбрать наиболее рациональные варианты.

Для выявления технологических особенностей и эффективности методов термообработки бетона изучали результаты монолитного домостроения объектов жилищно-гражданского назначения на примере Беларуси. В результате выяснилось, что для этих целей используют разборно-переставные опалубки, выполненные в крупно- и мелкощитовом исполнении из металла и влагостойкой фанеры. В сочетании с этими опалубками зимой для термообработки бетона применяют электродный прогрев, частично форсированный электропрогрев и греющие опалубки, оснащенные специальными нагревательными элементами.

Перечисленные виды опалубок и методы прогрева до сих пор наиболее распространены в целом по стране.

Из сравнения наших данных (см. таблицу) видно, что в целом себестоимость работ складывается из затрат на изготовление опалубок, расходов по их монтажу и демонтажу с учетом оборачиваемости в процессе производства работ, а также затрат, связанных с использованием методов термообработки бетона. При этом разновидности технологических приемов, опалубок и методов по-разному влияют на трудозатраты и себе-

стоимость производства работ. Например, затраты, связанные с использованием опалубок, наиболее выгодны для вариантов их изготовления из влагостойкой фанеры в сельском домостроении, где трудоемкость составляет 7,2 (чел·ч/м²). Более дорогостоящими являются крупнощитовые опалубки для высотного городского домостроения (соответственно 10,4 (чел·ч)/м²). Мелкощитовая опалубка из металла по показателям на изготовление занимает среднее положение (трудоемкость 8,9 (чел·ч)/м²), однако в целом следует оценивать комплекс всех технологических переломов.

Более эффективны крупнощитовые опалубки, трудоемкость и стоимость которых в два и более раза ниже мелкощитовых, что позволило снизить затраты труда и себестоимость работ в монолитном домостроении только на процессах сборки и разборки опалубок. В сельском строительстве индивидуальных домов такую опалубку почти после каждого ее оборота необходимо перевозить, что связано с дополнительными затратами и сложностью. В этих случаях лучше прибегать к использованию мелкощитовых опалубок.

Большую роль играет также качество опалубок. Многократная оборачиваемость, в первую очередь, достигается именно за счет этого. Например, в наших условиях мелкощитовая опалубка из влагостойкой фанеры достигла оборачиваемости 46 раз, мелкощитовая из металла — 65 раз и крупнощитовая металлическая — 138 раз. Отсюда затраты, связанные с их изготовлением благодаря высокой оборачиваемости более выгодно, распределились для последней из рассматриваемых и составили всего 0,8 чел·ч в процессе одного оборота, что в 2...3 раза ниже

затрат, приходящихся на использование других опалубок.

Существенное влияние на трудоемкость и себестоимость работ в зимних условиях оказывают методы термообработки бетона. Вместе с тем при сооружении монолитных зданий на селе и в городских условиях имеются определенные расхождения. Так, в сельском строительстве постоянно ощущается недостаток установленных мощностей электроэнергии для производства работ, что снижает реальность использования многих методов термообработки бетона. Кроме того, некоторые из них можно использовать только с определенными разновидностями опалубок. Совмещение их с другими может быть нерациональным.

Например, при возведении стен домов в сельском строительстве с использованием электродного метода прогрева в мелкощитовой опалубке из влагостойкой фанеры, дополнительные затраты в электроэнергии составили 102 (кВт·ч)/м³, что на 12 и 26 (кВт·ч)/м³ ниже, чем в металлических мелко- и крупнощитовых опалубках. Это относится и к дополнительным трудозатратам на электропрогрев бетона (3,8 (чел·ч)/м³). Повышение затрат труда и электроэнергии происходило из-за увеличения сложности установки электродов, необходимости исключения их замыкания на металлическую опалубку и арматуру, а также выполнения возрастающего количества технологических операций по уходу за прогревом бетона.

С использованием для термообработки бетона нагревательных элементов, которыми оснащались рассматриваемые опалубки (по типу греющих), затраты изменялись наоборот. Например, расход электроэнергии при обогреве бетона в мелкощитовой опалубке из влагостойкой фанеры составил 116, что на 20...30 (кВт·ч)/м³ больше, чем в металлических опалубках, хотя затраты труда на термообработку были примерно одинаковы. С точки зрения общих затрат на возведение стен с учетом оборачиваемости рассматриваемых опалубок, повышенной эффективностью характеризовались греющие металлические. Таким образом, выбирать опалубку в зимних условиях следует во взаимосвязи с применяемыми методами термообработки бетона и разновидностями

Опалубка	Электро- энергия при термообра- ботке бетона в стенах толщиной 50 см, (кВт·ч)/м ³	Трудоемкость изготовления опалубок, (чел·ч)/м ²	Трудоемкость сборки, разборки, монтажа и демонтажа опалубок, (чел·ч)/м ²	Достигнутая оборачивае- мость опалубки, раз
Мелкощитовая из влагостойкой фанеры с использованием методов прогрева в сельском домостроении	102 116	7,2 12,7	2,7 2,0	46 46
То же металлическая	114 96	8,9 13,3	2,2 1,6	65 65
Крупнощитовая металлическая в городском высотном домостроении	128 86	10,4 11,6	1,4 0,8	138 138

Примечание. Над чертой — электродный метод, под чертой — греющая опалубка.

ми возводимых сооружений в монолитном исполнении.

Затраты, относящиеся непосредственно к методам термообработки бетона, формируются из суммы всех технологических процессов. Например, в городском высотном домостроении как трудоемкость, так и стоимость на стадии изготовления опалубок выше для метода термообработки с применением греющих опалубок (на 1,2 чел·ч) по сравнению с электродным методом. Далее, за период их сборки, разборки, монтажа и демонтажа, наоборот, затраты в 2 раза ниже на 0,6 чел·ч. в греющих опалубках. Это объясняется тем, что в первом случае опалубки оснащаются нагревательными элементами, поэтому разовые затраты на стадии изготовления сразу возрастают.

Во втором случае, при сборке и разборке опалубки необходимо по-

стоянно устанавливать новые электроды, подключать и отключать их при электродном прогреве. Из-за вынужденного включения массы опалубки и арматуры в систему движения электрического тока увеличивается расход электроэнергии и снижается качество прогрева. Сложность этого и является причиной удорожания рассматриваемого процесса, в то время как в греющих опалубках все упрощается благодаря применению модульных жестких и полужестких нагревателей, изготовленных из углеродистой ткани. Безотказная работа последних позволяет повысить оборачиваемость опалубок без ремонта, вследствие чего за счет сокращения зимних удорожаний общие затраты, приходящиеся на 1 м³ бетона в высотном монолитном домостроении, снижаются по труду на 7,8 чел·ч. Подобная тенденция к снижению затрат наблюдается и в сельском строительстве (см. таблицу), когда использу-

ются подобные нагревательные элементы.

Наряду со сравниваемыми в данной работе вариантами опалубок и методами термообработки бетона имеются другие: туннельные опалубки, греющий гибкий провод, предварительный электроразогрев и т. д. Однако основываясь на данных опыта монолитного домостроения в Беларуси, следует отметить, что основными влияющими факторами в выборе рациональных вариантов технологий производства работ в зимних условиях являются высокая оборачиваемость опалубок, надежность и простота их сборки и демонтажа с малыми затратами труда, доступные и недорогие методы термообработки бетона, повторяемость применения которых не вызывает дополнительных расходов. В конкретном случае наиболее эффективны греющие опалубки, оснащенные нагревательными элементами из углеродистой ткани.

УДК 691.328:621.95

А. В. БЕССЧАСТНЫЙ, инж. (Алмазтехмашстрой)

Сверление железобетона алмазным кольцевым сверлом

Процессу ввода в эксплуатацию основных фондов предшествуют монтаж технологического оборудования и промышленной аппаратуры, прокладка санитарно-технических коммуникаций, установка ограждений, подвесных потолков, витражей, огней взлетно-посадочных полос. Для выполнения этих работ продельваются миллионы строительно-монтажных отверстий оптимальных диаметров и расчетной глубины.

Для повышения производительности и сокращения затрат ручного труда в строительстве необходимы эффективные инструменты и машины, так как существующие

способы выполнения отверстий (технологический, термический, пиротехнический и механический) в большинстве случаев не применимы. Для этих целей был разработан алмазный инструмент различных типоразмеров. По сравнению с традиционными способами он обладает существенными преимуществами: широкая область применения, возможность обработки неметаллических материалов с различными физико-механическими свойствами от известняка до твердой огнеупорной керамики. Так как узкая режущая кромка не позволяет достаточно широко изменять конструкцию коронок алмаз-

ного кольцевого сверла (рис. 1), то повышение эффективности их работы в различных материалах достигается выбором оптимального сорта технических алмазов, подбором их зернистости, концентрации и определением необходимого состава металлической связки. В процессе сверления алмазы, расположенные на режущей поверхности сверла, под действием осевого давления (ручной подачи сверла) вдавливаются в обрабатываемый материал. При одновременном действии давления и вращательного сверла снятые острыми кромками алмазов мелкие частицы (шлам) удаляются из отверстия промыш-

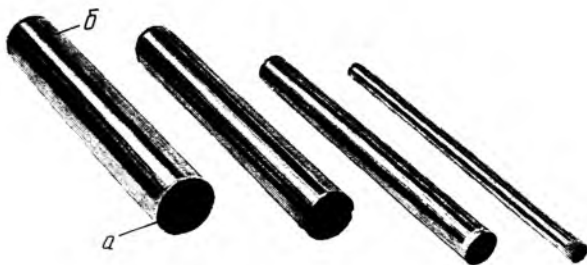


Рис. 1. Основные показатели алмазного кольцевого сверла

a — рабочая часть (матрица), алмазосносный слой сверла в сборе с коронкой; *b* — трубчатый удлинитель сверла

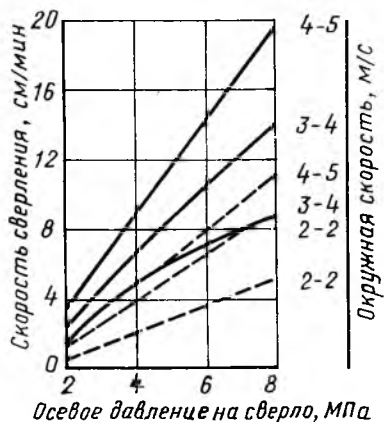


Рис. 2. Зависимость скорости сверления от окружной скорости и усилия осевого давления на сверло

— — — — — мягкая связка; — — — — — твердая связка

вочной жидкостью. Эффективность измельчения обрабатываемого материала зависит от конструкции инструмента, физико-механических свойств материала и технологических параметров сверления (мощности двигателя установки, окружной скорости вращения инструмента, осевого давления на сверло, интенсивности подачи промывочной жидкости). При сверлении монтажных отверстий в железобетонных конструкциях энергетические затраты приходятся, главным образом, на разрушение заполнителя и цементного камня, т. е. основных компонентов бетона.

Расчеты показывают, что объемы сверления по бетону и арматуре диаметром до 15 мм составляют соответственно 97 и 3 %. Однако из-за различных свойств материалов возможность сверления арматуры связана с эксплуатационной прочностью алмазного инструмента и зависит от конструктивных и геометрических параметров кольцево-

го сверла и режимов его работы. Степень однородности бетона оценивается, как известно, коэффициентом заполнения, равным отношению суммарной площади, занятой частицами заполнителя, ко всей площади сечения. Многолетняя практика крупномасштабного применения алмазного сверления бетона подтвердила, что коэффициент заполнения является практически постоянной величиной и находится в пределах 0,5...0,51. Исходя из этого а также из прочностных характеристик заполнителя B_3 и цементного камня $B_ц$ прочность бетона при алмазном сверлении можно вычислить по формуле

$$B_{пр} = \frac{B_3 B_ц}{0,5 (B_3 + B_ц)},$$

где B_3 — временное сопротивление одноосному сжатию заполнителя; $B_ц$ — временное сопротивление одноосному

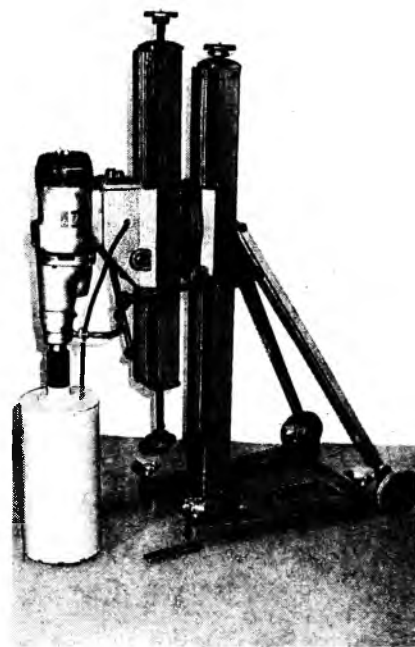


Рис. 3. Передвижной станок Д-305 для алмазного сверления отверстий диаметром до 320 мм под любым углом

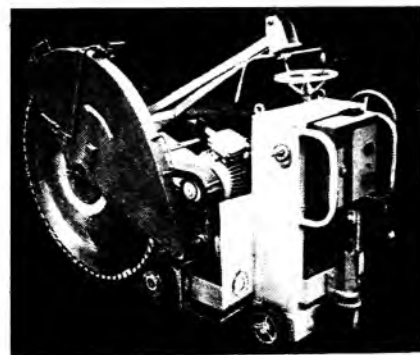


Рис. 4. Бетонорезная машина Д-15ЕС для алмазной резки железобетона на глубину до 400 мм

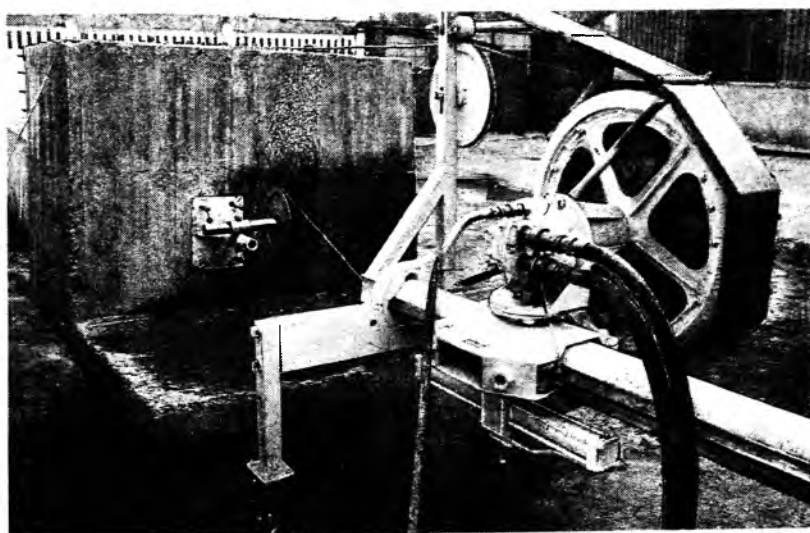


Рис. 5. Вертикальная резка железобетонного блока алмазным канатом диаметром 10 мм с помощью электрогидравлической машины ДВН 25В

сжатию цементного камня или класс бетона.

Проверкой установлено, что расхождение между расчетным и фактическим значением прочности бетона при сверлении составляет не более 15 %.

Первоначально алмазный инструмент использовали исключительно для отбора кернов с исследовательской целью, поскольку считали слишком дорогостоящим для широкого применения. После создания специализированного участка в 60-е годы при реконструкции московских автозаводов исследовали влияние режимных параметров на работу алмазного сверла при свободной подаче. В частности, была рассмотрена зависимость влияния окружной скорости и осевого усилия подачи на скорость сверления. Последняя увеличивается с ростом окружной скорости линейно и достигает максимума. Дальнейшее увеличение окружной скорости снижает скорость сверления. При достижении некоторого критического значения окружной скорости и дальнейшем ее повышении износ алмазного сверла происходит более интенсивно, вследствие чего средняя скорость сверления повышается медленнее, чем скорость вращения сверла (рис. 2). Скорость сверления возрастает почти пропорционально увеличению усилия осевой подачи сверла. Увеличение окруж-

ной скорости на удельной износостойкости алмазного сверла практически не сказывается. Зависимость удельной износостойкости алмазного сверла от усилия осевой подачи носит линейный характер. Потребляемая мощность увеличивается с ростом окружной скорости и усилия осевой подачи в исследованных диапазонах практически линейно. При встрече с арматурой происходит увеличение крутящего момента на сверле, что иногда заклинивает его. Чтобы предотвратить это явление, усилие осевого давления на сверло необходимо заметно снизить.

Оценка рентабельности алмазного сверления в строительстве показала, что с помощью сверлильных станков можно легко выполнять различные проемы в стенах и перекрытиях (рис. 3). Реконструкция и ремонтные работы ведутся при образовании проемов для последующего монтажа дверей и окон, установок для кондиционирования воздуха и лифтов.

Многолетний опыт комплексного применения алмазного инструмента подтвердил экономическую целесообразность концентрированного использования алмазного инструмента и технологического оборудования в специализированных бригадах, участках, кооперативах и малых предприятиях. Так, участок Мосстройкомитета оснащен отечественным и зарубежным обо-

рудованием для алмазного сверления отверстий диаметром 20...500 мм на глубину до 2200 мм и алмазной резки железобетона отрезными кругами диаметром 350...1100 мм на глубину до 400 мм (рис. 4). Разработана также резка железобетона алмазным канатом с помощью электрогидравлической машины ДВН 25 В (рис. 5). Железобетонный блок из бетона класса В30 с гранитным заполнителем многослойно армирован стержнями диаметром 25 мм через 200 мм по вертикали и горизонтали. Специалистами предложена также электрогидравлическая машина «Партнер-3500» с внецентренным приводом алмазного кольцевого круга диаметром 350 мм с резкой на глубину 260 мм.

В 1991 г. создано малое предприятие «Алмазтехмашстрой», которое объединяет финансовые, материальные и интеллектуальные ресурсы для разработки и изготовления параметрического ряда станков и машин, не выпускаемых промышленностью, обеспечивает комплексное применение алмазного инструмента при строительстве и реконструкции.

Нами разработаны методические рекомендации «Технология и организация комплексного применения алмазного инструмента и технологического оборудования при строительстве, реконструкции, техническом перевооружении объектов промышленного и культурно-бытового назначения» (1991 г.).

В помощь проектировщику

УДК 624.012.45:539.4

Р. Д. АЛИЕВ, канд. техн. наук (Азербайджанский инженерно-строительный ин-т)

Расчет прочности элементов по наклонным сечениям

Результаты проведенных исследований в области сопротивления железобетона действию поперечных сил, выполненные различными исследователями в последние годы, послужили основанием для

разработки расчетных схем и моделей, более правильно отражающих фактический характер работы железобетонного элемента при действии поперечных сил. Исходя из фактического характера работы

элемента при действии поперечных сил и опираясь на основные положения [1...4], предлагается расчетная схема в виде трехблочной системы. Она состоит из жестких бетонных блоков, соединенных между собой податливыми связями (рис. 1). Такая расчетная модель в виде дисково-связевой системы была предложена ранее [2]. Разработанная нами расчетная модель отличается от прежней только принципом построения.

Результаты экспериментов показывают, что образование критической наклонной трещины резко

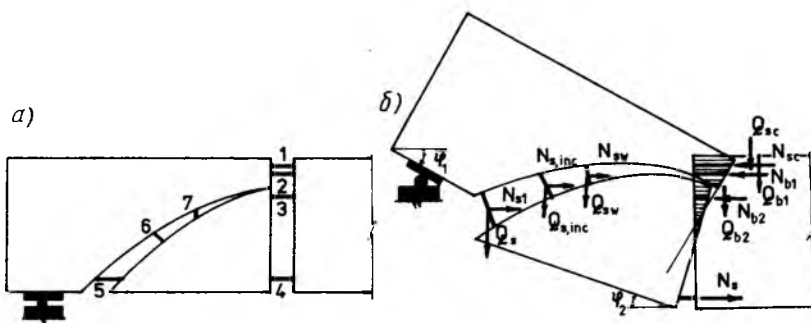


Рис. 1. Физическая модель (а), кинематическая схема деформирования элемента и распределение внутренних усилий при действии поперечных сил (б)
Связи: 1 — верхняя продольная арматура; 2, 3 — бетон сжатой зоны над и под вершиной наклонной трещины; 4, 5 — нижняя продольная арматура; 6, 7 — наклонная и вертикальная поперечная арматура

замедляет рост нормальных трещин. С дальнейшим увеличением внешней нагрузки интенсивно увеличивается ширина раскрытия критической наклонной трещины, а положение нейтральной оси в нормальном сечении и ширина раскрытия нормальной трещины меняются незаметно. В результате нижний блок, непосредственно связанный с нормальной трещиной, поворачивается меньше, чем верхний, поворот которого непосредственно зависит от раскрытия ширины и развития критической наклонной трещины. Это приводит к взаимному смещению блоков B_1 и B_2 вдоль критической наклонной трещины.

Исходя из характера деформирования элемента при действии поперечных сил, принимается, что после образования критической наклонной трещины верхний блок поворачивается относительно горизонтальной оси, проходящей по границе сжатой зоны в наклонном сечении. Такой вариант встречался ранее [3...6 и др.].

Кинематическая схема деформирования, распределение внутренних усилий и причины исчерпания несущей способности системы принимают по методике [2].

Расчетная схема предельного равновесия железобетонного элемента приведена на рис. 2. За критерий исчерпания несущей способности элемента принимается разрушение связи 2 при достижении нормальными напряжениями в бетоне верхнего блока на уровне вершины наклонной трещины предельных значений, равных R_b , при относительных деформациях крайнего сжатого волокна бетона, соответствующих предельной сжимаемости ϵ_{bu} . Внутренними усилиями в элементе служат усилия

в связях и силы зацепления между блоками B_1 и B_2 [2]. Усилия в связях вычисляют по эпюрам напряжений и деформаций, построенным исходя из физической модели работы элемента и анализа опытных данных о напряженно-деформированном состоянии бетона и арматуры.

Поперечное и продольное усилия в вертикальных стержнях определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} Q_{sw} &= (A_{sw} R_{sw} C/S) \cos(\varphi_1 - \varphi_2); \\ N_{sw} &= (A_{sw} R_{sw} C/S) \sin(\varphi_1 - \varphi_2). \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Поперечное и продольное усилия в наклонных стержнях находят по формулам:

$$\left. \begin{aligned} Q_{s, inc} &= A_{s, inc} R_{s, inc} \sin(\beta + \varphi_1 - \varphi_2); \\ N_{s, inc} &= A_{s, inc} R_{s, inc} \cos(\beta + \varphi_1 - \varphi_2). \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Исходя из принятой схемы деформирования (рис. 3), определяют углы поворота блоков

$$\varphi_1 = (\Delta_b - \Delta_b^b)/x; \quad \varphi_2 = \Delta_b^b/(x_0 - x), \quad (3)$$

где Δ_b и Δ_b^b — деформации укорочения бетона в верхнем блоке соответственно на уровне сжатой грани сечения и вершины критической наклон-

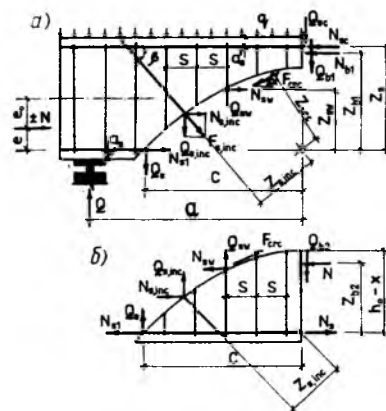


Рис. 2. Расчетная схема предельного равновесия верхнего (а) и нижнего (б) блоков

ной трещины; Δ_b^b — деформация укорочения бетона в нижнем блоке на уровне вершины критической наклонной трещины. На основе анализа опытных данных $\Delta_b^b = \epsilon_b L_b$, $\Delta_b^c = \epsilon_b^c L_b$ и $\Delta_b = \epsilon_{bu} L_b$ (L_b — длина зоны концентрации напряжений в сжатом бетоне).

Нормальные усилия в бетоне над и под вершиной наклонной трещины определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} N_{b1} &= \omega_1 R_b b x; \\ N_{b2} &= \omega_2 0,5 \sigma_b b (x_0 - x). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Усилие в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении

$$N_s = A_s R_s. \quad (5)$$

Продольное и поперечное усилия в продольной растянутой арматуре в месте ее пересечения наклонной трещиной находят с учетом угла поворота:

$$N_{s1} = A_s \sigma_{s1} \cos \theta; \quad Q_s = A_s \sigma_{s1} \sin \theta. \quad (6)$$

Усилия в продольной сжатой арматуре в конце наклонной трещины

$$N_{sc} = A_{sc} \sigma_{sc} \cos \varphi_1; \quad Q_{sc} = A_{sc} \sigma_{sc} \sin \varphi_1. \quad (7)$$

Продольную арматуру рассматривают как стержень, заделанный в блоки B_1 и B_2 (см. рис. 3). В процессе деформирования левый

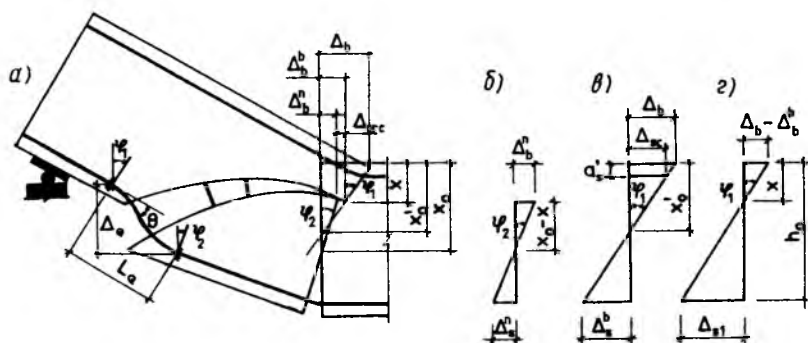


Рис. 3. Кинематическая схема деформирования элемента (а) и эпюры деформаций в нормальном (б, в) и наклонном (з) сечениях

конец стержня вместе с блоком B_1 поворачивается на угол φ_1 , а правый вместе с блоком B_2 — на угол φ_2 . При повороте блоков на разный угол вертикальное смещение концов стержня составляет примерно $\Delta_Q = (\varphi_1 - \varphi_2)C$ [2]. Перемещение концов на Δ_Q в стержне вызывает изгибающий момент, определяемый по известной формуле теории упругости $M = 6EJ\Delta_Q/L_Q^2$. С другой стороны, как показывают результаты экспериментов, при поперечном изгибе продольной арматуры появляется значительная разница между деформациями верхних и нижних волокон стержня в одном сечении. При этом максимальные деформации на крайних волокнах в несколько раз больше осевых в этих же сечениях. В таком случае предполагая, что напряжение в растянутой грани стержня достигает R_s , изгибающий момент, воспринимаемый арматурным поясом в этих сечениях,

$$M = (R_s - \sigma_{s1})W_s,$$

где σ_{s1} — осевое растягивающее напряжение в продольной арматуре в начале наклонной трещины. Тогда длина стержня между точками защемления

$$L_Q = \omega_3 \sqrt{3d_s E_s \Delta_Q / (R_s - \sigma_{s1})},$$

где d_s — толщина арматурного пояса; ω_3 — коэффициент, учитывающий сопротивление бетона свободному перемещению продольной арматуры в теле бетона. На основе анализа опытных данных коэффициент ω_3 можно принимать равным 0,5.

Известно, что при данной схеме деформирования продольной арматуры, максимальный угол поворота стержня возникает в средней части, а его величина, вычисленная по формулам теории упругости, составляет $(EJ\theta)_{x=0,5L_Q} = 1,5EJ\Delta_Q/L_Q$. Подставляя в эту формулу значения Δ_Q и L_Q , определяя максимальный угол поворота продольной арматуры в месте ее пересечения наклонной трещиной

$$\theta = \sqrt{3(R_s - \sigma_{s1})} (\varphi_1 - \varphi_2) C / (d_s E_s). \quad (8)$$

Методика определения силы защемления, действующая между блоками B_1 и B_2 , подробно описана в [2]. С учетом принятой схемы деформирования в настоящей работе $\Delta_{cr} = \Delta_b^b - \Delta_b^h$.

Таким образом, мы имеем шесть уравнений равновесия по три для верхнего и нижнего блоков и десять неизвестных величин: Q , Q_{b1} , Q_{b2} , C , x , x_0 , σ_b , σ_s , σ_{s1} и σ_{sc} .

Для решения поставленной задачи необходимо еще четыре уравнения. С этой целью используют уравнения деформирования системы, описывающие поворот блоков B_1 и B_2 относительно горизонтальной оси, проходящей по границе сжатой зоны в нормальном и наклонном сечениях.

Из эпюры деформаций в нормальном сечении (см. рис. 3, б), вызванных поворотом блока B_2 на угол φ_2 , можно записать

$$\Delta_s^b / (x_0 - x) = \Delta_s^h / (h_0 - x_0), \quad (9)$$

где $\Delta_s^h = \varepsilon_s L_s$ — полная деформация продольной арматуры в нормальном сечении, вызванная поворотом нижнего блока; L_s — длина связей.

Из эпюры деформаций в нормальном сечении (см. рис. 3, в), вызванных поворотом блока B_1 на угол φ_1 , находят:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_b / x'_0 &= \Delta_s^b / (h_0 - x'_0); \\ \Delta_b / x'_0 &= \Delta_{sc} / (x'_0 - a'_s), \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

где $\Delta_s^b = \varepsilon_s C$ и $\Delta_{sc} = \varepsilon_{sc} L_s$ — соответственно полная деформация растянутой и сжатой арматуры в нормальном сечении, вызванная поворотом верхнего блока; $x'_0 = \Delta_b / \varphi_1$ — условная высота сжатой зоны в нормальном сечении от поворота блока B_1 на угол φ_1 .

Из эпюры деформаций в наклонном сечении (см. рис. 3, г), вызванных поворотом блока B_1 на угол φ_1 относительно горизонтальной оси, проходящей по границе сжатой зоны в наклонном сечении, можно записать

$$(\Delta_b - \Delta_b^b) / x = \Delta_{s1} / (h_0 - x), \quad (11)$$

где $\Delta_{s1} = \varepsilon_{s1}(C + L_s)$ — полная осевая деформация продольной арматуры в месте ее пересечения наклонной трещиной.

На основе статистического анализа опытных данных о напряженно-деформированном состоянии бетона и арматуры, полученных разными авторами, определяют длину зоны концентраций напряжений в бетоне и арматуре L_b и L_s , а также коэффициенты ω_1 и ω_2 , учитывающие отклонения расчетных эпюр напряжений от фактических.

Таким образом, совместно решая все уравнения равновесия внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении, можно определить несущую способность элемента при действии поперечных сил.

На основе предложенной расчетной модели разработаны блок-схема и программа для практических расчетов несущей способности элементов при действии поперечных

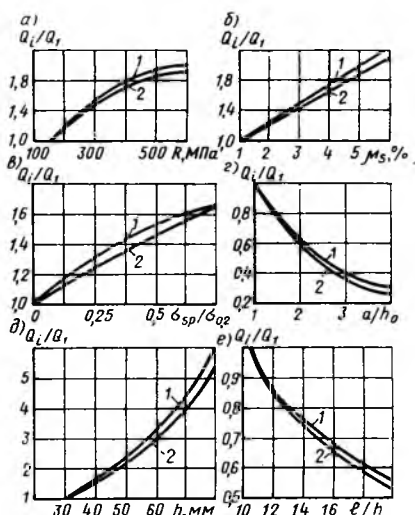


Рис. 4. Изменение несущей способности элементов при действии поперечных сил: а — в зависимости от прочности бетона; б — от процента продольного армирования; в — от преднапряжения; г — расстояния от опоры до груза; д — от высоты сечения; е — от относительной длины пролета при равномерно распределенной нагрузке; 1 — опытная; 2 — расчетная

сил на ЭВМ. Расчетные формулы составлены для общего случая. В них учитываются верхняя и нижняя напрягаемая и ненапрягаемая арматура, размеры поперечного сечения, вертикальная и наклонная поперечная арматура, характеристики бетона и арматуры, а также всевозможные схемы загрузки и опирания.

Разработанная программа для ЭВМ позволяет определить положение критической наклонной трещины, высоту сжатой зоны над нормальной и наклонной трещинами, напряжения в бетоне и арматуре, поперечное и продольное усилия, воспринимаемые бетоном, продольной и поперечной арматурой, ширину раскрытия критической наклонной трещины и максимальный прогиб балки в момент разрушения, а также момент образования критической наклонной трещины.

Сопоставление результатов расчета с опытными данными, полученными нами и другими авторами, показало достаточно высокую точность предложенной расчетной модели. Она дает результаты, близкие к опытным, и с высокой точностью отражает фактический характер изменения несущей способности в зависимости от различных факторов (рис. 4).

1. Чупак И. М., Залесов А. С., Корейба С. А. Сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил. — Кишинев, 1981. — 251 с.
2. Климов Ю. А. Расчет прочности элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 21—23.
3. Walther R. Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Stannbetonbalken. B. u Stb. 11/1962.
4. Krefeld W. J., Thurston C. W. Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams. Columbia Univ., New York, 1962.
5. Мамедов Г. М., Алиев Р. Д. Учет продольной арматуры и преднапряжения в оценке прочности наклонных сечений // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 15—17.
6. Taylor R. A. New Method of proportion Stirrups in Reinforced Concrete Beams. MCR, 1963/11.

УДК 624.012.45:699.841

В. Ф. КУЗНЕЦОВ, канд. техн. наук, С. А. ВИНОГРАДОВ, инж.
(Санкт-Петербургское высшее военное инженерное строительное училище)

Расчет железобетонных плит с учетом их неполного защемления

Железобетонные плиты зданий и сооружений могут работать не только на статические, но и на кратковременные динамические нагрузки. В этом случае подбор их сечений обычно производят квазистатическим методом. Для контроля такого подбора желателен прямой динамический расчет. Предлагается расчет балочных плит на основе аппроксимированных диаграмм деформаций бетона и арматуры.

Реальные железобетонные плиты нередко монолитно связаны со стенами, что приводит к частичному их защемлению. Лучший способ учесть защемление — это рассчитать плиту вместе со стенами, т. е. по существу рассчитать раму.

Приведем расчет на ЭВМ однопролетной одноэтажной рамы с неподвижной и подвижной опорами. Динамическая нагрузка на ригель вертикальная, равномерно распределенная.

Диаграммы деформаций бетона и арматуры принимаем в виде диаграммы Прандтля. Реальные зависимости σ — ε для бетона, как известно, криволинейны. Однако, если начальные модули упругости у криволинейной зависимости и диаграммы Прандтля принять одинаковыми и площадь под диаграммами будет той же, то результаты расчета практически не отличаются.

В расчете ригеля использовали дифференциальное уравнение изогнутой оси бруса с учетом инерции вращения [1] и поперечного сдвига [2]

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \rho F \frac{d^2 y}{dt^2} - \rho I \left(1 + \frac{E}{k'G}\right) \times \\ \times \frac{d^4 y}{dx^2 dt^2} + \rho^2 \frac{I}{k''G} \frac{d^4 y}{dt^4} = 0. \quad (1)$$

Расчет рамы по предлагаемой методике заключается в расчете стержней, ее составляющих, конечно-разностным методом [3] с учетом их сопряжения в узлах. Условия сопряжения — это равенство углов поворота сечений стержней в узле и изгибающих моментов. Это позволяет определить внетелесные значения прогиба или угла поворота сопрягаемых стержней. Для нашего конкретного случая

$$u_1 = \theta_2 H_1 + u_3; \quad (2)$$

$$\theta_1 = \theta_3 - \frac{2HB_c u_3 + u_1}{B_r H_1}, \quad (3)$$

где u_1 и u_3 — прогибы стойки в 1- и 3-м внетелесном узлах; H и H_1 — шаги узлов по длине ригеля и стойки; B_r и B_c — жесткость сечения стойки и ригеля в узле сопряжения; θ_1 , θ_2 и θ_3 — углы наклона кривой прогибов ригеля от деформаций изгиба соответственно в 1-, 2- и 3-м узлах.

Укрупненную блок-схему расчета рамы можно представить в виде последовательного ряда блоков (рис. 1). Блоки 2...5 соответствуют расчету ригеля, как изгибаемого элемента, блоки 6...8 представляют расчет стойки. Разберем подробнее приведенную блок-схему.

Блок 1 — ввод исходных данных и подготовка счета.

Блок 2 — вычисление углов наклона кривой прогибов ригеля от деформации изгиба и кривизны в расчетных сечениях.

Блок 3 — вычисление высоты сжатой зоны и изгибающего момента в каждом из сечений. Необходимое уравнение получим проектированием действующих в сечении сил на ось элемента. Изгибающий момент вычисляем как момент этих же сил относительно оси растянутой арматуры. Блок 3 разделяется на три параллельных блока в зависимости от особенностей работы сжатого бетона: блок 3а — упругая работа сжатого бетона, используется при активном нагружении и разгрузке; блок 3б — пластическая работа бетона в сжатой зоне сечения; блок 3в — разгрузка бетона после его работы в пластической стадии. В растянутой части сечения работа бетона не учитывается.

При вычислении высоты сжатой зоны и изгибающих моментов предусмотрена работа сжатой и

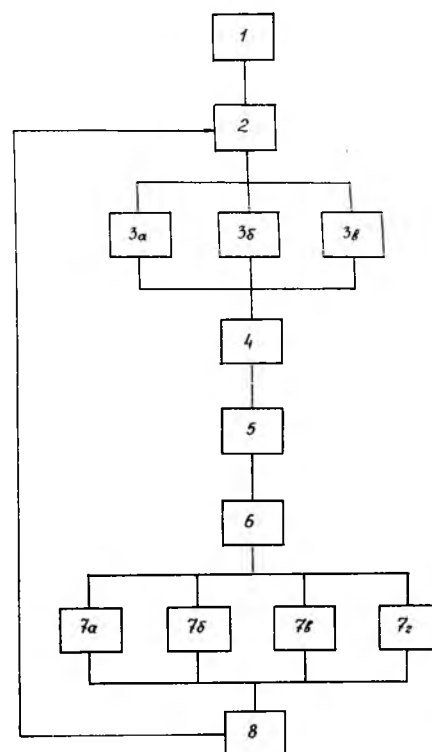


Рис. 1. Укрупненная блок-схема расчета

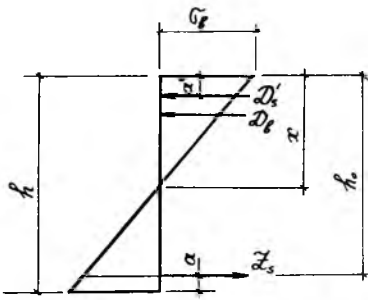


Рис. 2. Схема сил в сечении при изгибе

растянутой арматуры в упругой стадии, пластической и в стадии разгрузки. Учтена возможность многократного перехода из пластической стадии в стадию разгрузки и обратно, как для бетона, так и для арматуры. Информация об этом процессе в ходе решения появляется на экране дисплея.

При упругой работе материала (блок 3а) высота сжатой зоны (рис. 2) определяется уравнением

$$D_b + D_s' = Z_s. \quad (4)$$

Усилие в сжатой арматуре при упругой ее работе принимаем по формуле

$$D_s' = k(x - a')E_s A_s'. \quad (5)$$

Усилие в растянутой арматуре

$$Z_s = k(h_0 - x)E_s A_s. \quad (6)$$

где k — кривизна элемента.

Выражая усилие в бетоне в формуле (4) через кривизну, а также используя (5) и (6), получаем

$$\frac{bx^2}{2} kE_b + k(x - a')E_s A_s = k(h_0 - x)E_s A_s. \quad (7)$$

Отсюда находим выражение для высоты сжатой зоны x .

Изгибающий момент вычисляем по формуле

$$M = D_b \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + D_s' (h_0 - a'). \quad (8)$$

С появлением пластических деформаций в бетоне (блок 3б) на эпюре напряжений появляется излом. Для упрощения вычислений сжимающие усилия в бетоне представим в виде двух сил: D_b' и D_b'' . Спроектировав силы на ось элемента получим

$$D_b' + D_b'' + D_s' = Z_s, \quad (9)$$

Здесь

$$D_b' = x_{pl} b R_b = (x - \frac{\varepsilon_y}{R}) b R_b; \quad (10)$$

$$D_b'' = (x - x_{pl}) b \frac{R_b}{2} = \frac{\varepsilon_y}{k} b \frac{R_b}{2}, \quad (11)$$

где x_{pl} — высота пластической части сжатой зоны бетона; ε_y — относительное укорочение бетона, соответствующее началу площадки текучести на диаграмме деформации.

Если напряжения в сжатой и растянутой арматуре достигают предела текучести, то $D_s' = A_s' R_{sc}$, а $Z_s = A_s R_s$.

Изгибающий момент

$$M = D_b' \left(h_0 - \frac{x_{pl}}{2} \right) + D_b'' \left(h_0 - x_{pl} - \frac{x - x_{pl}}{3} \right) + D_s' (h_0 - a'). \quad (12)$$

С началом разгрузки в бетоне (блок 3в) в машинной памяти для данного сечения фиксируются максимальные пластические деформации в краевом волокне ε_{pl} и высота пластической части сечения x_{pl} . Уравнение для отыскания высоты сжатой зоны внешне не отличается от уравнения (9).

Напряжения в бетоне в краевом волокне

$$\sigma_p = (\varepsilon - \varepsilon_{pl}) E_b = (kx - \varepsilon_{pl}) E_b. \quad (13)$$

Напряжения в бетоне на границе с упругой зоной

$$\sigma_y = (x - x_{pl}) k E_b. \quad (14)$$

Усилие D_b' определяется

$$D_b' = (\sigma_p + \sigma_y) x_{pl} \frac{b}{2}. \quad (15)$$

Усилие

$$D_b'' = \sigma_y (x - x_{pl}) \frac{b}{2}. \quad (16)$$

Если сжатая арматура также работает в условиях разгрузки, усилие в ней

$$D_s' = [k(x - a') - \varepsilon_{s, pl}'] E_s A_s'. \quad (17)$$

Пластические деформации в арматуре $\varepsilon_{s, pl}'$ фиксируются в машинной памяти в момент начала разгрузки в этом материале.

Если в растянутой арматуре также имеет место разгрузка,

$$Z_s = [k(h_0 - x) - \varepsilon_{s, pl}] E_s A_s, \quad (18)$$

где $\varepsilon_{s, pl}$ — пластическая деформация в арматуре, записанная в момент начала разгрузки.

Выражение для изгибающего момента принимает вид:

$$M = \sigma_y b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) - (\sigma_y - \sigma_p) x_{pl} \frac{b}{2} \times \times \left(h_0 - \frac{x_{pl}}{3} \right) - \sigma_y (x - x_{pl}) \frac{b}{2} \times \times \left[h_0 - x + \frac{1}{3} (x - x_{pl}) \right] + D_s' (h_0 - a'). \quad (19)$$

Блок 4 — вычисление поперечных сил в функции деформаций

сдвига и сдвиговой жесткости сечения.

Блок 5 — определение прогибов расчетных сечений. Здесь используется конечно-разностное уравнение, полученное из условия равновесия равновесия элемента плиты [2]. Стойка рамы является сжато-изогнутым элементом. Опорная реакция ригеля — это продольная сила в стойке.

Блок 6 — вычисление кривизны в функции прогибов.

Блок 7а — определение высоты сжатой зоны сечений и изгибающих моментов при упругой работе материалов и больших эксцентриситетах сжимающей силы. Под случаем больших эксцентриситетов понимается состояние, когда напряжения в сечении имеют разные знаки (часть сечения сжата, а часть растянута).

Блок 7б — характеризуется, в отличие от блока 7а, пластической работой бетона в части сечения.

Блок 7в — связан с разгрузкой бетона после его работы в пластической стадии.

Блок 7г — характеризуется упругой работой бетона в сечении при малых эксцентриситетах сжимающей силы, т. е. когда материал по всей высоте сечения работает на сжатие. Предполагаем, что при малых эксцентриситетах пластической работы бетона при действующих нагрузках не наблюдается. В этом случае высота сжатой зоны x превосходит высоту сечения. Для ее определения воспользуемся уравнением

$$N = D_b + D_s' + D_s. \quad (20)$$

Выразив величины, стоящие в правой части, через кривизну и высоту сжатой зоны, получим

$$N = k \left(x - \frac{h}{2} \right) E_b b h + k(x - a') \times \times E_s A_s' + k(x - h_0) E_s A_s. \quad (21)$$

Выражение для изгибающего момента получим как сумму моментов сил относительно менее напряженной грани

$$M = k(x - h) E_b b h \frac{h}{2} + k h E_b b \frac{h}{2} \times \times \frac{2h}{3} + D_s' (h - a') + D_s a - N \frac{h}{2} - N u. \quad (22)$$

Последний член правой части учитывает влияние прогиба элемента на его сопротивление.

Выражения для определения высоты сжатой зоны и изгибающего момента при упругой работе бетона (блок 7а), при пластической его работе (блок 7б), а также при разгрузке (блок 7в) мало отли-

чаются от случая изгиба и потому не приводятся.

При составлении программы для ЭВМ учтена возможность многократного перехода работы сечений от малых эксцентриситетов к большим и обратно.

Блок 8 — это вычисление прогибов сжато-изогнутого элемента. Оно осуществляется на основе дифференциальной зависимости

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = p(t) - m \frac{d^2 u}{dt^2}. \quad (23)$$

Следующий цикл вычислений начинается снова с блока 2.

Программа составлена на алгоритмическом языке БЕЙСИК. Предусмотрена возможность различ-

ного армирования ригеля сжатой и растянутой арматурой в пролетной и в приопорных частях.

При назначении исходных данных необходимо учитывать повышение прочности материалов, имеющее место при динамических нагрузках.

В процессе решения строятся огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил. Первая из них позволяет контролировать продольное армирование, вторая — рассчитать поперечное армирование по формулам СНиП 2.03.01—84 или по методике [4].

Прочность нормальных сечений оценивается по относительным деформациям материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Стретт Дж. В. (Лорд Рэлей). *Теория звука*. — Т. 1. — М.: Гостехтеориздат, 1955. — 503 с.
2. Тимошенко С. П., Янг Д. Х., Уивер У. *Колебания в инженерном деле*. — М.: Машиностроение, 1985. — 472 с.
3. Кузнецов В. Ф. *О расчете железобетонных конструкций на сейсмические воздействия* // Изв. вузов / Сер: Стр-во и арх-ра. — 1975. — № 6. — С. 9—14.
4. Расчет прочности наклонных сечений при обеспечении их равнопрочности с нормальными / Л. Л. Кукша, С. Ф. Назаренко, В. И. Мешков, А. В. Тимохин // М-лы науч.-техн. конф. — Л.: ЛВВИСУ, 1990. — С. 201—203.

УДК 666.982.2.033.002.5

В. В. ЦЫРО, канд. техн. наук (СКТБ «Стройиндустрия»);
В. Е. БОЙКО, В. Н. ШАСТУН, кандидаты техн. наук, Ю. М. МУХА, инж.
(Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

Определение производительности кассетно-конвейерных линий

Существующие методы определения производительности технологических линий по изготовлению железобетонных изделий, в частности кассетных линий, применяющиеся и для кассетно-конвейерных линий СКТБ «Стройиндустрия», значительно расходятся с данными, полученными путем построения циклограммы работы линии, особенно при работе в одну или две смены. Это объясняется прежде всего тем, что при цикле работы формовочной установки кассетно-конвейерной линии, намного меньшем цикла работы кассеты, и объединении установок конвейером подготовки, работа каждой из них в гораздо большей степени, по сравнению с кассетами, зависит от работы других установок. Не учитывается также возможность подготовки и формования отсеков в рабочую смену, тепловой обработки отсеков в предыдущие сутки и т. п.

Действующие методы определения производительности кассетно-конвейерных линий не учитывают возможности изменения технологических параметров линий, таких,

как продолжительность подготовки и формования отсеков формовочных установок, тепловой обработки изделий, число отсеков, одновременно проходящих тепловую обработку. Если на кассетных линиях из-за довольно продолжительного цикла работы установок, изменение этих параметров почти не влияет на их производительность, то для кассетно-конвейерных линий, цикл работы формовочных установок которых намного меньше, картина несколько иная.

С учетом рассмотренных выше факторов предлагается формула для определения производительности кассетно-конвейерных линий, работающих в одну либо две смены

$$P = V_{\phi} m_{\phi} T_{\Gamma} \sum_{i=1}^N D_i$$

где V_{ϕ} — усредненный объем изделий, изготавливаемых на одной форме; m_{ϕ} — число форм в установке; T_{Γ} — годовой фонд времени работы линии; N — число формовочных установок или блоков отсеков, формируемых независимо от других; D_i — число формовок в сутки по каждой из установок.

D_i определяется с учетом работы других установок, возможности

проведения тепловой обработки в рабочую A_i и нерабочую смены B_i , а также формования установок, отсеки которых подготовлены в предыдущие сутки C_i

$$D_i = A_i + B_i + C_i.$$

Для учета работы других установок суточный фонд времени работы каждой уменьшается на величину продолжительности подготовки либо формования отсеков всех установок, указанные операции на которых производились раньше, чем на рассматриваемой

$$T_i^{\text{сут}} = 60 n_{\text{см}} t_{\text{см}} - T_i^{\text{опр}}; \quad (1)$$

где $n_{\text{см}}$ — число смен; $t_{\text{см}}$ — продолжительность смены; $T_i^{\text{опр}}$ — величина, учитывающая работу других установок

$$T_i^{\text{опр}} = m_{\phi} R_{\text{подг}} (N_i - 1),$$

$$\text{если } R_{\text{подг}} \geq T_{\phi}/f;$$

$$T_i^{\text{опр}} = m_{\phi} T_{\phi} [(N_i + f - 1) - f - 1],$$

$$\text{если } R_{\text{подг}} < T_{\phi}/f;$$

здесь $R_{\text{подг}}$ — ритм конвейера подготовки отсеков форм; T_{ϕ} — продолжительность формования отсеков одной формы; f — число комплектов оборудования для укладки бетонной смеси и, соответственно, звеньев формовщиков; N_i — порядковый номер формовочной установки или блока.

Число формовок в сутки по каждой из установок при проведении тепловой обработки в рабочую смену определяется по формуле

$$A_i = T_i^{\text{сут}} / T_{\text{ц.полн}}, \quad (2)$$

где $T_{\text{ц.полн}}$ — продолжительность полного цикла работы формовочной установки

$$T_{\text{ц.полн}} = (m_{\phi} - 1) R_{\text{подг}} + m_{\phi} T_{\phi} + T_{\text{т.о.ф}} - T_{\text{комп}},$$

где $T_{\text{о.ф}}$ — продолжительность тепловой обработки на посту формирования; $T_{\text{ком}}$ — величина, учитывающая уменьшение продолжительности цикла работы формовочной установки при такой компоновке, когда в уже заформованных отсеках может начаться тепловая обработка, а в оставшихся еще производится их подготовка либо формирование.

Уменьшение продолжительности цикла в этом случае будет определяться меньшей по длительности операцией по подготовке или формированию отсеков установок

$$T_{\text{ком}} = [(m_{\text{ф}} - m_{\text{т.о}}) - 1] m_{\text{т.о}} R_{\text{подг}},$$

если $T_{\text{ф}} \geq R_{\text{подг}}$;

$$T_{\text{ком}} = [(m_{\text{ф}}/m_{\text{т.о}}) - 1] m_{\text{т.о}} R_{\text{подг}},$$

если $T_{\text{ф}} < R_{\text{подг}}$,

где $m_{\text{т.о}}$ — число форм, изделия в отсеках которых одновременно проходят тепловую обработку.

Выражение $(m_{\text{ф}} - 1) R_{\text{подг}}$ означает, что в цикл входят операции по подготовке отсеков второй и последующих форм для многооточечных установок — отсеки первой формы можно готовить во время тепловой обработки изделий, формируемых в установке. Например, для двухотсечных (на одну форму) установок, применяющихся в настоящее время на линиях СКТБ «Стройиндустрия», продолжительность подготовки отсеков форм не входит в длительность цикла работы установок.

Число формовок в сутки по каждой из установок при проведении тепловой обработки в нерабочую смену определяется по формуле

$$B_i = \frac{T_i^{\text{сут}} - A_i T_{\text{ц.полн}}}{T_{\text{оп}}}, \quad (3)$$

где $T_{\text{оп}}$ — продолжительность операций, требующих присутствия обслуживающего персонала, т. е. операций по подготовке и формированию отсеков: $T_{\text{оп}} = (m_{\text{ф}} - 1) R_{\text{подг}} + m_{\text{ф}} T_{\text{ф}}$.

B_i учитывает те возможные формовки на установке, при которых подготовку и формирование производят в конце рабочей смены, а тепловую обработку — в нерабочую смену. B_i может принимать следующие значения:

$$B_i = 1, \text{ если } B_i \geq 1 \text{ либо}$$

$$B_i = 0, \text{ если } B_i < 1.$$

Число формовок по каждой из установок, определяемое с учетом возможности формирования установок, отсеки которых подготовлены, но не заформованы в предыдущие сутки, равно:

$$C_i = \frac{T_i^{\text{сут}} - A_i T_{\text{ц.полн}}}{T_{\text{ост}}} |B_i - 1|, \quad (4)$$

где $T_{\text{ост}}$ — величина, учитывающая возможность формирования установок, отсеки которых подготовлены, но не заформованы в предыдущие сутки:

$$T_{\text{ост}} = m_{\text{ф}} R_{\text{подг}}, \text{ если } R_{\text{подг}} \geq T_{\text{ф}};$$

$$T_{\text{ост}} = m_{\text{ф}} T_{\text{ф}}, \text{ если } R_{\text{подг}} < T_{\text{ф}}.$$

C_i характеризует такие формовки, при которых все отсеки подготовлены в конце рабочей смены предыдущих суток, а формирование производится в начале рабочей смены рассматриваемых суток в то время, когда отсеки первой формируемой установки еще проходят подготовку. C_i может принимать следующие значения:

$$C_i = 1, \text{ если } C_i \geq 1 \text{ либо}$$

$$C_i = 0, \text{ если } C_i < 1.$$

Выражение $|B_i - 1|$ означает, что C_i теряет смысл, если на рассматриваемой установке можно произвести подготовку отсеков и их формирование в рабочую смену, а тепловую обработку изделий — в нерабочую. Следует иметь в виду, что $\sum_{i=1}^N C_i$ не может быть больше, чем число комплектов оборудования для укладки бетонной смеси и соответственно звеньев формовщиков

$$\sum_{i=1}^N C_i \leq f. \quad (5)$$

Представленный метод определения производительности кассетно-конвейерных линий СКТБ «Стройиндустрия» является описанием циклограммы их работы, что практически исключает расхождение результатов, полученных математическим путем и при построении циклограммы. Кроме того, метод позволяет оценить и учесть вариации технологических параметров линий. Это особенно важно при проектировании кассетно-конвейерных линий для реконструируемых заводов КПД. Возможность размещения дополнительного оборудования на них весьма ограничена и достичь заданной производительности можно только путем варьирования технологическими параметрами линий. Процесс подбора параметров автоматизирован.

После незначительной корректировки данный метод можно применять и для других конструкций кассетно-конвейерных линий.

Долговечность

УДК 666.982.24

В. М. ПАРШИН, инж. (Ангарский технологический ин-т); М. Г. БУЛГАКОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Влияние армирования на деформации и прочность при сжатии элементов в условиях низкотемпературных воздействий

Известно [1, 2], что при циклических низкотемпературных воздействиях в водонасыщенном бетоне накапливаются остаточные де-

формации расширения, как в продольном, так и поперечном направлениях, т. е. увеличивается объем бетона.

Арматура, являясь дополнительной жесткой связью, оказывает специфическое действие на кинетику развития остаточных деформаций. В направлении своего расположения она усиливает напряженность внутренних структурных связей в бетоне, в результате чего могут изменяться технические характеристики конструкций.

Для сохранения долговечности необходимо такое армирование, которое свело бы к минимуму деформации бетона в объеме.

Ранее [3] нами были проведены исследования по определению

Таблица 1

Серия образцов	Продольная арматура		Поперечная арматура		
	количество	$\mu_s, \%$	шаг, мм	$\mu_{s,x}$	$\mu_{s,y}, \%$
A12-180	4 $\varnothing$ 12A-III	2,0	180	0,27	
A12-100	4 $\varnothing$ 12A-III	2,0	100	0,45	
A12-50	4 $\varnothing$ 12A-III	2,0	50	0,91	
A16-250	4 $\varnothing$ 16A-III	3,6	250	0,18	
A16-100	4 $\varnothing$ 16A-III	3,6	100	0,45	
A16-50	4 $\varnothing$ 16A-III	3,6	50	0,91	

Таблица 2

Серия образцов	$\theta_{\text{ост}} \cdot 10^{-5}, \text{мм}^3/\text{мм}^3$ после циклов замораживания-оттаивания		
	10	20	30
A12-180	167	331	503
A12-100	142	298	478
A12-50	129	262	412
A16-250	171	382	601
A16-100	144	338	571
A16-50	138	307	516

влияния продольного и поперечного армирования на кинетику развития линейных и объемных остаточных деформаций расширения в бетоне в процессе циклического замораживания и оттаивания.

Испытания проводили на образцах размером $150 \times 150 \times 600$ мм с различной степенью насыщения продольной и поперечной арматурой при температуре $+18 \dots -50^\circ\text{C}$ с оттаиванием в воде. Было изготовлено шесть образцов со смешанным армированием (табл. 1).

В процессе испытаний измеряли продольные и поперечные деформации на оттаявших образцах перед замораживанием. По результатам измерений вычисляли остаточные объемные деформации $\theta_{\text{ост}}$, которые на разных этапах приведены в табл. 2.

Анализ влияния продольной и поперечной арматуры на остаточные линейные объемные деформации показывают, что в образцах со смешанным армированием они зависят от соотношения продольной и поперечной арматуры. Влияния отношения коэффициентов продольного и поперечного армирования $\mu_s/\mu_{s,x}$ на остаточные объемные деформации достаточно четко обнаружить не удалось.

Дальнейший анализ показал целесообразность рассмотрения связи остаточных объемных деформаций с насыщением объема бетона арматурой. Для всех вариантов армирования вычисляли отношение объемного содержания арматуры (поперечной V_s^{cr} и продольной V_s^e) к общему объему бетона образца V

$$V_s^{cr} = A_s^{cr} l^{cr} h^{cr}; \quad (1)$$

$$V_s^e = A_s^e l^e n^e. \quad (2)$$

где A_s^{cr} и A_s^e — площадь соответственно поперечных и продольных стержней арматуры; l^{cr} и l^e — длина соответственно поперечного и продольного стержней; n^{cr} и n^e — количество соответственно поперечных и продольных стержней в объеме образца.

Отношение V_s^{cr}/V_s^e названо коэффициентом относительного объемного насыщения бетона арматурой и обозначено α_v . На основе вычислений была сделана попытка определить связь остаточных линейных и объемных деформаций с коэффициентом α_v . Полученные зависимости приведены на рис. 1. Из графиков, полученных методом наименьших квадратов [4], видно, что при насыщении элемента поперечной арматурой наблюдаются рост остаточных продольных деформаций и снижение поперечных. Продление графиков (на рис. показано пунктиром) до пересечения продольных и поперечных деформаций показывает, что при $\alpha_v = 1,1 \dots 1,23$ они будут равны и в этом случае остаточные объемные деформации минимальны.

На рис. 2 показана зависимость остаточных объемных деформаций от коэффициента α_v . Обработка результатов методом наименьших квадратов [4] позволила предложить линейную зависимость, с достаточной точностью описывающую экспериментальные данные.

Для условий, близких к исчерпанию морозостойкости бетона, можно принять уравнение вида

$$\theta_{\text{ост}} = 179(2,1 - \alpha_v). \quad (3)$$

Рассматривая условия деформирования образцов при числе циклов замораживания и оттаивания, находящихся до и за пределами исчерпания морозостойкости, было обнаружено, что с достаточной степенью достоверности применимо уравнение (3) с поправочным коэффициентом F_i/F (где F_i — число циклов, при которых определяются остаточные объемные деформации; F — число циклов при исчерпании морозостойкости бетона).

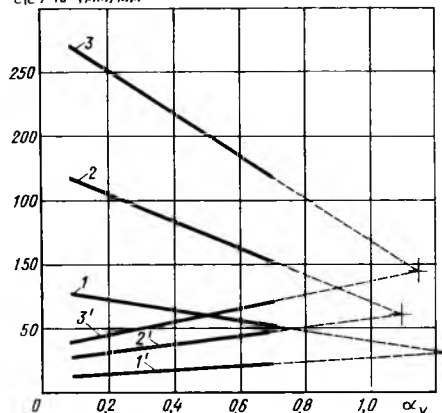
 $\varepsilon(\varepsilon') \cdot 10^{-5}, \text{мм/мм}$ 

Рис. 1. Влияние коэффициента относительного объемного насыщения бетона арматурой на остаточные продольные ε и поперечные ε' деформации
Циклы замораживания-оттаивания: 1 — 10; 2 — 20; 3 — 30

Тогда для любого цикла замораживания и оттаивания

$$\theta_{\text{ост}} = 179(2,1 - \alpha_v) F_i/F. \quad (4)$$

Результаты, полученные по формуле (4), отличаются от опытных для 10 циклов на 7 %, для 30 — на 9 %.

Так как расчет конструкций по СНиП 2.03.01—84* производится на срок эксплуатации в пределах исчерпания морозостойкости бетона, вышеприведенные зависимости в этом интервале дают наибольшее совпадение с экспериментальными данными. С увеличением объема поперечной арматуры остаточные объемные деформации уменьшаются и, наоборот, при увеличении объема продольной арматуры — возрастают.

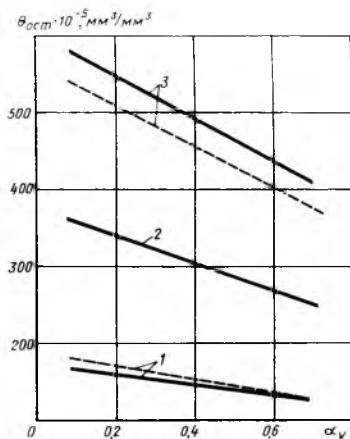


Рис. 2. Влияние коэффициента относительного объемного насыщения бетона арматурой на остаточные объемные деформации
— — — средние опытные значения;
— — — по формуле (4); 1...3 — см. рис. 1.

Серия образцов	α_v	Разрушающая нагрузка, кН, после циклов замораживания-оттаивания			
		0	10	20	30
A12-180	0,2	819	822	761	693
A12-100	0,35	867	871	826	774
A12-50	0,7	935	947	893	879
A16250	0,09	934	928	866	786
A16-100	0,21	988	9983	916	829
A16-50	0,41	1050	1058	998	941

Поскольку при циклическом замораживании и оттаивании происходит увеличение объема бетона, то минимальные объемные деформации можно ожидать при $\alpha_v \rightarrow 1$, т. е. при равном объеме поперечной и продольной арматуры.

Уменьшение остаточных объемных деформаций с ростом α_v свидетельствуют о снижении деструктивных процессов, что должно сказаться на прочности армированных элементов. Для проверки этого предположения образцы подвергали кратковременным испытаниям до разрушения сжимающей нагрузкой на этапах низкотемпературных воздействий. Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Так как прочность в исходном состоянии была различной, то для анализа влияния характера и интенсивности армирования на несущую способность сжатых элементов при циклическом замораживании и оттаивании, результаты исследований рассматривали в относительных значениях: степени падения прочности элемента конкретного вида армирования

$$\Delta N = \frac{N_u^k - N_{u30}}{N_u^k}, \quad (5)$$

где N_u^k — прочность водонасыщенного образца, не подвергавшегося циклическому замораживанию-оттаиванию; N_{u30} — прочность водонасыщенного образца после n циклов замораживания-оттаивания.

Полученные результаты (рис. 3) подтверждают, что характер изменения прочности соответствует характеру изменения объемных деформаций (см. рис. 2).

Зависимость снижения прочности от α_v с достаточной точ-

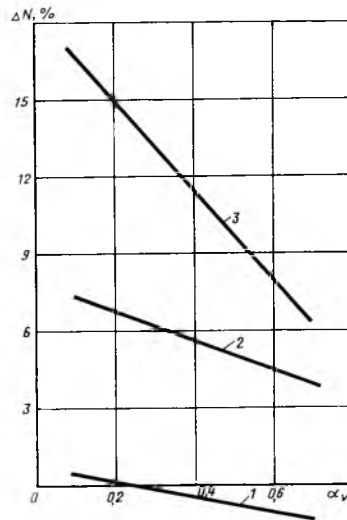


Рис. 3. Зависимость снижения прочности от коэффициента относительного объемного насыщения бетона арматурой
1...3 — см. рис. 1

ностью описывается уравнением прямой на всех этапах циклического замораживания-оттаивания. Следует, однако, отметить, что для числа циклов, соответствующих примерно $0,5F$, прочность практически не снижается, а при высоких значениях α_v немного увеличивается, что связано с некоторым повышением прочности бетона на ранних стадиях замораживания-оттаивания.

При исчерпании морозостойкости зависимость снижения прочности элементов от коэффициента относительно объемного насыщения бетона арматурой можно описать выражением

С ростом числа циклов замораживания-оттаивания положительное влияние поперечного армирования возрастает.

В наших исследованиях оценивали влияние продольного сжатия эксплуатационного уровня ($\sim 0,4N_u$) на степень деструктивных изменений и прочность при объемном насыщении арматурой $\alpha_v = 0,2$ и $\alpha_v = 0,7$. Зависимость остаточных объемных деформаций и снижения прочности от α_v в нагруженных образцах носит тот же характер, что и в незагруженных.

Нагружение продольным сжатием эксплуатационного уровня тормозит снижение прочности армированных элементов в пределах морозостойкости бетона. За пределом исчерпания морозостойкости влияние нагружения становится отрицательным, особенно при недостаточном поперечном армировании и низких значениях $\alpha_v \leq 0,2$.

Таким образом, изменение прочности железобетонных элементов при циклическом замораживании-оттаивании связано со степенью деструктивного расширения бетона в его объеме, находящейся в прямой связи с характером армирования элементов. Можно утверждать, что оптимальным армированием является такое, при котором количество и объем поперечной и продольной арматуры близки между собой.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов В. В., Гладков В. С., Иванов Ф. М. Об оценке напряженного состояния и разрушения бетонов при замораживании // Бетон и железобетон. — 1972. — № 8. — С. 39—41.
2. Гладков В. С., Иванов Ф. М., Рояк Г. С. Ускоренный метод испытания бетонов на морозостойкость // Защита строительных конструкций от коррозии. — М.: Стройиздат, 1966. — 15—21 с.
3. Паршин В. М., Булгакова М. Г., Пинус Б. И. О рациональном армировании сжатых железобетонных конструкций для северных районов // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах / Под ред. С. Н. Алексеева. — М.: НИИЖБ, 1988. — С. 50—57.

ДК 691.327:666.972.53

Относительная прочность насыщенного жидкостью бетона в замороженном состоянии*

Автором рассматриваемой статьи выполнены интересные эксперименты по исследованию прочности на изгиб и сжатие в замороженном состоянии при температуре $-10...-50^\circ\text{C}$ мелкозернистых бетонов различного состава после их насыщения водой, а также растворами хлорида натрия концентрацией 5, 15 и 25 %. Для исследованных бетонов была определена морозостойкость образцов размерами $4 \times 4 \times 16$, $7 \times 7 \times 7$ и $10 \times 10 \times 10$ см.

Важнейший вывод автора — это утверждение о возможности использования отношения призмной прочности на изгиб насыщенного водой или соевым раствором бетона при -50°C к аналогичной прочности при 0°C для суждения о морозостойкости («морозостойкости») по второму и третьему методам ГОСТ 10060.

Критерием для оценки морозостойкости автором принята величина повышения прочности

$$\frac{R_{-50}-R_0}{R_0} 100 \text{ или } \frac{R_{-96}}{R_0} \text{ (где } R_{-50} \text{ и}$$

R_0 — прочность на изгиб соответственно при -50 и 0°C).

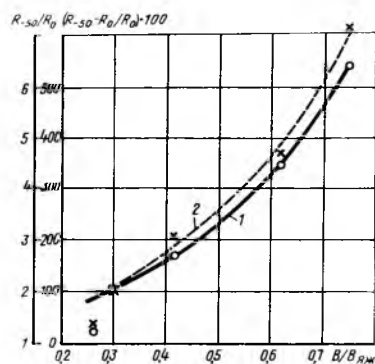
К морозостойким бетонам автор относит бетоны с повышением прочности на 30...40 %; а к неморозостойким — в 3...6 раз ($\frac{R_{-50}}{R_0} 100 = 200...500$ /). Между тем корректные доказательства приведенного утверждения в статье отсутствуют.

В качестве примера высокоморозостойких бетонов из табл. 3 можно взять только бетоны состава 5, т. е. с тремя добавками: микрокремнеземом, С-3 и воздухововлекающей. Для них по $\frac{R_{-50}-R_0}{R_0} 100$ составляет 23 % при

насыщении водой и 35 % — раствором хлорида натрия 15-ной концентрации.

Однако такую же высокую морозостойкость имеет бетон состава 4, повышение прочности которого составляет не 30...40, а 102...100 %. В этом составе по сравнению с составом 5 нет микрокремнезема и несколько выше значение водовяжущего (и водоцементного) отношения. Отличия по значению повышения прочности этого состава от неморозостойкого бетона состава 3 с почти одинаковым расходом цемента и сравнительно близким В/Ц не столь велики, как согласно выводам автора: в составе 3 повышение прочности составляет 172 и 208 % соответственно с насыщением водой и соевым раствором.

Увеличение повышения до 6 раз, как легко устанавливается по данным табл. 3, вызвано значительными отличиями рассмотренных составов по значению водовяжущего или водоцементного отношения (см. рисунок). Повышение прочности в 4,5...7,1 раза отмечается лишь для бетонов с В/Ц=0,62 и выше.



Относительная прочность морозостойких бетонов при -50°C
1 — насыщение водой; 2 — то же 15 % NaCl; нижние точки — бетон состава 5 с тремя добавками

Значимость корреляции между предлагаемым показателем и морозостойкостью следовало бы доказать обычными статистическими методами. При этом прежде всего хотелось бы сравнить бетоны, отличающиеся поровой структурой при одинаковом В/Ц, например, за счет воздухововлекающих добавок.

В статье же сведения о морозостойкости приведены весьма приблизительно. Так, не поддается расшифровке фраза о том, что для трех марок по морозостойкости F75, F100 и F300 допустимое снижение прочности достигнуто через 102 цикла. Непонятно, что значит «выше из шкалы ГОСТа»?

По приведенной фразе морозостойкость бетона состава 4 имеет 102 цикла, т. е. F100, а в призмах бетон этого состава не имел снижения прочности через 12 мес. Кстати, не указано, какому числу циклов замораживания и оттаивания соответствует отмеченная длительность испытания в 1 и 12 мес.

Тщательный анализ результатов испытаний на морозостойкость особенно необходим, так как методы оценки их результатов в ГОСТ 10060 вызывают возражения.

По нашему мнению, корректным сравнением результатов прочности основных образцов, прошедших замораживание и оттаивание, с контрольными могла бы стать статистическая оценка различий между двумя малыми выборками, представленными этими образцами. Такая оценка [1] не требует обязательности нормального закона распределения, соблюдения которого ожидать трудно для прочности образцов, прошедших испытание. Достоверность и значимость оценки должна быть повышена увеличением числа образцов, так как иной путь — уменьшение внутрисерийного разброса — для образцов, имеющих разрушения в результате замораживания и оттаивания, нереален.

В статье также нет никаких указаний о методике испытаний в замороженном состоянии, которая существенным образом влияет на абсолютные значения прочности и ее зависимости от изучаемых фак-

* По статье В. В. Гурскиса. Морозостойкие бетоны / Бетон и железобетон. — 1992. — № 4. — С. 18—20.

торов. Противоречивые выводы в литературных источниках о прочности бетона в замороженном состоянии объясняются, по-видимому, именно различием в методике [2...5].

Таким образом, поднятый автором важный вопрос нуждается в дальнейшем исследовании путем более углубленного анализа выполненных опытов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гаскаров Д. В., Шаповалов В. И. **Малая выборка**.— М.: Статистика, 1978.— 247 с.
2. Кац А. С. **Исследование деформированных и прочностных свойств бетона при отрицательных температурах**: Автореф. дис. ... канд. техн. наук.— Л.: ВНИИГ, 1969.— 40 с.
3. Дурчева В. Н. **Изменение деформативных характеристик гидротехнического бетона при отрицательной температуре** // Известия ВНИИГ.— 1972.— Т. 100.— С. 160—165.

4. Розенберг Т. И., Токарь В. Б., Мамедов А. А. **Исследование процессов твердения бетонов с комплексными добавками при температуре ниже 0 °С** // Второй международный симпозиум по зимнему бетонированию.— Т. 1.— М.: Стройиздат, 1975.— С. 152—162.
5. Гершанович Г. Л., Садович М. А., Лемперт В. Г. **Результаты исследований и опыт зимнего монтажа КЖД в условиях Братска и Усть-Илимска с применением противоморозных добавок в растворах для платформенных стыков** // Снижение энергозатрат в технологии монолитного железобетона для районов с суровыми природно-климатическими условиями (тезисы докладов).— Иркутск: НИИЖБ, Дом техники НТО, 1985.— С. 37—38.

Г. Л. ГЕРШАНОВИЧ, канд. техн. наук (Братскгэсстрой)

Рефераты опубликованных статей

УДК 69.032.22

Остапенко А. Ф. **О новом направлении в конструировании высотных зданий** // Бетон и железобетон.— 1993.— № 9.— С.

Предлагается более жесткое соединение нескольких небоскребов в пространстве горизонтальными ядрами жесткости с последующей обстройкой в горизонтальные эксплуатируемые объемы. Повышенная жесткость новой системы по сравнению с отдельно стоящими высотными зданиями определяет существенный технико-экономический эффект.— Ил. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.072.2:693.564

Николаев И. И., Мухсина Н. В. **Оптимизация преднапряжения арматуры стропильных балок при групповом способе натяжения стрижней** // Бетон и железобетон.— 1993.— № 9.— С.

На примере сборных железобетонных стропильных балок пролетами 9, 12 и 18 м рассматривается оптимизация преднапряжения арматуры при групповом способе натяжения. В основу положены требования обеспечения трещиностойкости и прогиба.— Ил. 3.

УДК 691.327:691—4

Шастун В. Н., Яременко В. Ф. **Эффективная формооснастка для изготовления сборных изделий** // Бетон и железобетон.— 1993.— № 9.— С.

Дан анализ состояния вопросов совершенствования конструкции формооснастки для изготовления железобетонных изделий. Предложены конструкции формооснастки для наиболее трудоемких в изготовлении балочных конструкций, мелких плит и стеновых блоков.— Ил. 3.

УДК 691.629(088.8)

Лин Д. Г., Грибайло А. П., Бакланенко Л. Н. **Смазка для металлических форм из отработанной водомасляной СОЖ** // Бетон и железобетон.— 1993.— № 9.— С.

Излагается технология получения смазки для металлических форм на основе нефтепродукта, выделенного из отработанной водомасляной СОЖ. Приведен состав смазки. Установлена ее эффективность по сравнению со смазкой на основе ЭКС.— Табл. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.012.45:699.841

Кузнецов В. Ф., Виноградов С. А. **Расчет железобетонных плит с учетом их неполного защемления** // Бетон и железобетон.— 1993.— № 9.— С.

Приведена практическая методика машинного расчета железобетонных плит на кратковременную динамическую нагрузку с учетом их неполного защемления, а также инерции поворотов и сдвигов. Оценка несущей способности нормальных сечений производится по максимальным относительным деформациям бетона и арматуры.— Ил. 2.— Библиогр.: 4 назв.

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. Кормилицын, Р. Л. Майлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаятун, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Ю. Л. Циханкова **Корректор** Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 25.06.93. Подписано в печать 07.09.93. Формат 60×90¹/₄. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,6. Тираж 3336. Заказ 374

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул., 23а
Тел. 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате
Министерства печати и информации Российской Федерации
142300, г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НИИЖБ ПРЕДЛАГАЕТ:

Химически стойкие «теплые» плиты

для полов сельскохозяйственных зданий

Разработаны составы легких полимербетонов, содержащие в определенных соотношениях заполнители и наполнители (природные – вулканические шлаки и искусственные – азеритовый, керамзитовый гравий или перлитовый песок) либо пористые материалы, а также связующее – синтетические смолы (фурфуролацетоновую, полиэфирную, карбамидную с соответствующими отвердителями).

Такие полимербетоны можно использовать для изготовления химически стойких одно- и двухслойных плит, применяемых для устройства теплых полов в животноводческих зданиях.

Для изготовления плит можно, в основном, использовать стандартное оборудование заводов ЖБИ.

Разработан «Технологический регламент на выпуск плит из легких полимербетонов», нормативы по технологии полимербетонов, технические условия на плиты. НИИЖБ оказывает научно-техническую помощь по налаживанию производства плит и по использованию местных материалов для их производства.



Сокращение расхода цемента при изготовлении сборных железобетонных конструкций за счет снижения отпускной прочности бетона

Разработаны рекомендации по назначению отпускной прочности сборных железобетонных изделий из тяжелого бетона с учетом кинетики его твердения в различных условиях.

Для ряда конструкций отпускная прочность может быть снижена до 60 и 80 % соответственно в теплое и холодное время года, а в результате на 10...15 % можно снизить и расход цемента:

для бетонов класса В15 (М200) на 20...30 кг/м³;

для бетонов класса В22,5 (М300) на 30...40 кг/м³;

для бетонов класса В30 (М400) на 60...80 кг/м³,

а также сократить длительность ТВО или снизить температуру изотермического прогрева на 10...15 °С.

При внедрении новых разработок НИИЖБ оказывает научно-техническую помощь на основе хозяйственных договоров и консультативную помощь с оплатой работ по гарантийным письмам.

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ УСТАНОВКА ДЛЯ ЗАГОТОВКИ И НАТЯЖЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ ПУСТОТНОГО НАСТИЛА

Установка ДМ-2 предназначена для заготовки и электротермического натяжения высокопрочной стержневой арматуры классов Ат-V, Ат-VI и А-V.

Производительность установки — 1 стержень в минуту.

Разработаны рабочие чертежи установки ДМ-2, рекомендации по технологии автоматизированной заготовки и натяжения высокопрочной стержневой арматуры пустотных настилов и рабочие чертежи пустотных настилов с сокращением расходов напрягаемой арматуры.

БЕССВАРНЫЙ СТЫК ДЛЯ КОЛОНН В КАРКАСАХ ЗДАНИЙ СЕРИЙ ИИ-04 И 1.020.-1/83

Предлагаемая разработка способствует существенному упрощению, а также снижению трудоемкости и сроков монтажа колонн с продольным армированием из стали классов А-III и Ат-V. Косвенное армирование может выполняться в виде сеток или спирали.

Имеется экономический эффект на 1 стык при снижении трудозатрат и расхода стали.

На основе хозрасчетного договора НИИЖБ оказывает помощь при изготовлении и монтаже конструкций, проведении их испытаний с передачей научно-технической документации.

ЭКОНОМИЧНЫЕ МОНТАЖНЫЕ (ПОДЪЕМНЫЕ) петли

Данная разработка поможет Вам сэкономить 20...30 % расходуемой на монтажные петли арматурной стали. Такая экономия достигается за счет перехода на петли меньшего по сортаменту диаметра с гарантией их надежности, обеспечиваемой путем проверки металла на склонность к хрупкому разрушению.

На основании хоздоговора НИИЖБ оказывает техническую, методическую и консультативную помощь с передачей соответствующих рекомендаций и проведением инструктажа.

Стоимость работы зависит от объема услуг, степени участия заказчика в работе и других условий.

ОБРАЩАТЬСЯ: НИИЖБ, 109428, МОСКВА,
2-я ИНСТИТУТСКАЯ ул., д. 6.

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru