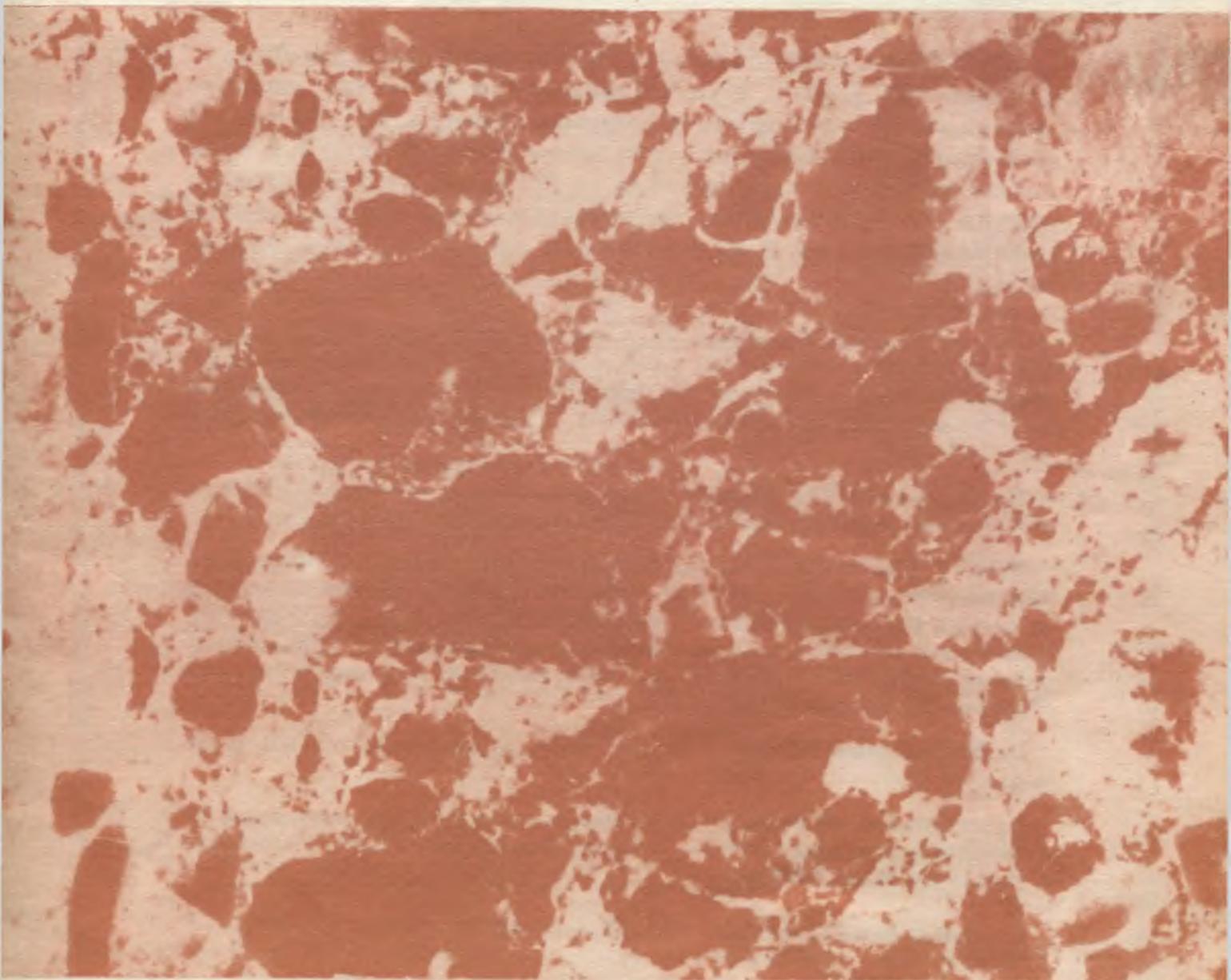


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

9

1992



ВНИМАНИЮ РАБОТНИКОВ ПРЕДПРИЯТИЙ И ОРГАНИЗАЦИЙ!

НИИЖБом разработаны составы золоаглопоритобетона классов В5...В20 с использованием в качестве мелкого заполнителя пенополистирольных гранул ($\gamma=20$ кг/м³) или вспученного перлитового песка ($\gamma=200$ кг/м³), а в качестве крупного заполнителя — зольного аглопоритового гравия (*искусственного материала, получаемого путем грануляции золы ТЭС с обжигом гранул в специальных машинах*).

Технология изготовления конструкций традиционная и распространяется на все элементы жилых домов (*внутренние стены и перегородки, плиты перекрытий, вентиляционные блоки, лестничные марши, фундаментные блоки и другие элементы, а также наружные стеновые панели*).

По сравнению с аналогом из тяжелого бетона, применение золоаглопоритобетона дает значительный экономический эффект.

ПРЕДЛАГАЕТСЯ высокомеханизированная технологическая линия по производству методом вибропрессования стеновых камней из легких бетонов на основе промышленных отходов. Камни предназначены для строительства малоэтажных жилых домов, общественных и производственных зданий, складов, гаражей и других объектов сельского строительства.

Легкобетонные стеновые камни намного эффективнее обычного кирпича.

Разработаны чертежи технологической линии, рекомендации по изготовлению и применению вибропрессованных стеновых камней, а также составы бетона.

С запросами обращаться: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, тел.: 174-82-78.

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

Цепелев С. В. Работа изгибаемых элементов с косвенным армированием 2

Бетоны

Коренькова С. Ф., Хлыстов А. И., Шеина Т. В. Применение жаростойкого бетона на основе силикатно-натриевого композиционного вяжущего 4

Заводское производство

Цыро В. В., Шастун В. Н., Муха Ю. М. Кассетно-конвейерные линии с многоотсечными формовочными установками 7

Петров-Денисов В. Г., Шифрин С. А., Гордеева В. Н., Ли А. И., Хахугашвили В. Н. Численное моделирование теплообмена при тепловой обработке изделий на электростенде 9

Сахаров Г. П., Скориков Е. П., Салимгареев Ф. М., Федотов Б. Г. Самонапряжение ячеистобетонных конструкций при автоклавной обработке 11

Строительное производство

Гендин В. Я. Пути снижения неравномерности температуры при электротермообработке конструкций 13

Никитин А. С., Селиванов В. П., Казанир Н. С. Влияние возраста бетона несъемной железобетонной опалубки на сцепление ее с монолитным бетоном конструкции 15

В помощь проектировщику

Забегает А. В., Камбаров А. С. Деформирование замкнутых цилиндрических оболочек при действии ударных нагрузок 17

Габрусенко В. В. О коэффициенте безопасности S для оценки прочности конструкций при испытании 19

Отсмаа В. А., Пелло Й. Э. Прочность сжатых железобетонных колонн по наклонным сечениям 20

Раззаков С. Р. Поведение составных оболочек при высоких уровнях загрузки с учетом предыстории нагружения 22

Теория

Гениев Г. А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов 25

Соколов И. Б., Майзель И. В., Логунова В. А., Расмагин А. В. Переход материалов от хрупкого к пластичному разрушению при равномерном сжатии 27

Использование промышленных отходов

Ракитина Н. А., Кирпичников А. В., Хардаев П. К., Панов А. Б. Опыт применения золошлаковой смеси в производстве бетона и железобетона 29



МОСКВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО

ЛИТЕРАТУРЫ

ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Вологодская областная универсальная научная библиотека

© Стройиздат, журнал «Бетон и железобетон», 1992

www.booksite.ru



УДК 624.012.45

С. В. ЦЕПЕЛЕВ, инж. (Нижегородский инженерно-строительный ин-т)

Работа изгибаемых элементов с косвенным армированием

Одним из эффективных способов повышения прочности и деформативности железобетонных конструкций является применение косвенного армирования бетона сжатой зоны. Его влияние на напряженно-деформированное состояние центрально и внецентренно сжатых элементов изучено достаточно хорошо. Сведения же о работе изгибаемых элементов с аналогичным армированием почти полностью отсутствуют.

В Нижегородском инженерно-строительном институте изучили работу железобетонных балок, армированных косвенной сетчатой арматурой, установленной в сжатой от изгиба зоне бетона. Шесть образцов балок сечением 19×25 см, длиной 260 см разделили на три серии по два образца в каждой. Балки одной серии имели одинаковую продольную арматуру, а одна из них, кроме того, была армирована косвенной арматурой (рис. 1), состоявшей из сварных сеток с размером ячеек 40×40 мм, установленных в центральной зоне образцов (см. таблицу). Размеры сеток по высоте приняли различными в соответствии с проектным значением сжатой зоны бетона. Балки испытывали по однопролетной схеме на гидравлическом прессе, развивающем максимальное усилие 250 кН, и загружали двумя сосредоточенными в третях пролета, что исключало влияние поперечной силы на напряженно-деформированное состояние сечения в исследуемой зоне. Деформации бетона и арматуры в двух поперечных сечениях замеряли электротензодатчиками с базой 50 мм, наклеиваемыми на бетон, и с базой 20 мм, наклеиваемыми на арматуру. Тензодатчики также распо-

лагались на горизонтальных стержнях двух сеток косвенного армирования, установленных в рассматриваемых сечениях. Прогиб образцов посередине пролета замеряли индикатором часового типа ИЧ-10. Все образцы загружали до разрушения ступенчато возрастающей кратковременной нагрузкой.

Балки разрушились по нормальному сечению от действия изгибающего момента, за исключением образца Б-III-2, который разрушился на приопорном участке по наклонному сечению. В балках Б-I-1 и Б-II-1 при достижении рабочей арматурой предела текучести происходило плавное раздробление сжатого бетона на большом участке сжатой зоны. В перearмированной балке Б-III-1 продольная арматуры не достигла предела текучести, а разрушение произошло из-за мгновенного хрупкого раздробления бетона сжатой

зоны. В балках Б-I-2 и Б-II-2 с сетками в сжатой зоне одновременно с достижением рабочей арматурой предела текучести началось отслоение защитного слоя бетона между сетками, которые сдерживали поперечные деформации бетона при разрушении. В сжатой зоне всех балок сжатая арматура A_s теряла устойчивость: в образцах без сеток по всей длине разрушенного участка, в образцах с сетками — только на участке между ними. Поэтому при определении приведенной прочности бетона в балках с косвенной арматурой учитывали работу сжатых стержней (шаг сеток $S = 80 \text{ мм} < 20d$ сжатой арматуры — 120 мм).

Предельные деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны балок с сетками оказались выше, чем в образцах без усиления, в 1,18...1,42 раза в зависимости от высоты сжатой зоны при разрушении (рис. 2). Повышение предельной деформативности бетона с косвенным армированием при нагрузках, близких к разрушающим, вызывает перераспределение усилий в сжатой зоне бетона и более равномерное распределение напряжений в ней. При этом

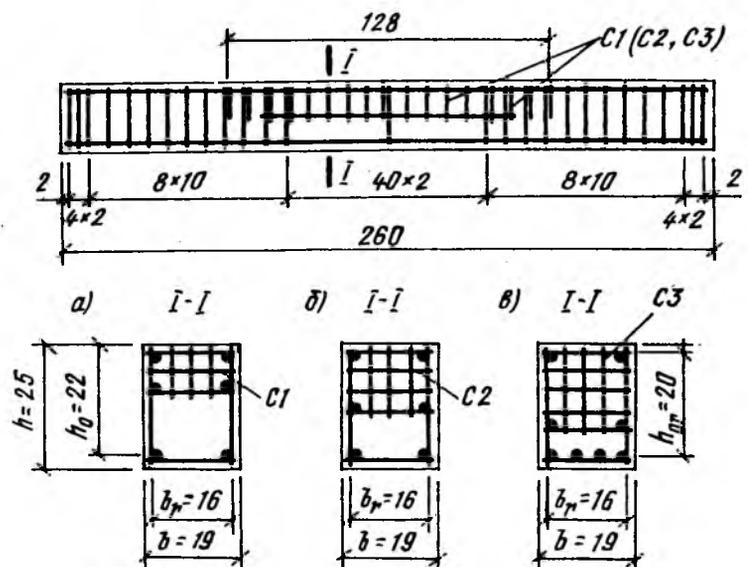


Рис. 1. Конструкция опытных образцов с косвенным сетчатым армированием
а — Б-I-2; б — Б-II-2; в — Б-III-2

приближение эпюры сжатия в изгибаемых элементах к прямоугольной более вероятно.

Замер деформаций горизонтальных стержней сеток показал, что значительное их возрастание наблюдается при нагрузках, составляющих не менее 0,8 разрушающей. Таким образом, при указанных нагрузках растягивающие напряжения в плоскости поперечного сечения элемента воспринимают в основном косвенная арматура.

Следует отметить, что горизонтальные стержни сеток косвенного армирования имели различные деформации, зависящие от расположения стержней по высоте сжатой зоны сечения: чем ближе стержень к сжатой грани, тем больше его деформации (рис. 3). Хорошо прослеживается зависимость предельных деформаций в стержнях сеток от высоты сжатой зоны при разрушении — они возрастают с $\epsilon_{s,x} = 80 \cdot 10^{-5}$ в образце Б-I-2 до $\epsilon_{s,x} = 250 \cdot 10^{-5}$ в Б-III-2.

При разрушении переармированного образца Б-III-2 напряжения в продольной арматуре, хотя и не достигли предела текучести (из-за непредвиденного разрушения), но, судя по максимальным деформациям, были близки к нему и в 1,43 раза превышали предельные значения в образце-близнеце Б-III-1. Это дает возможность утверждать, что даже в сильно переармированных изгибаемых элементах косвенное усиление сжатой зоны позволяет полностью использовать прочность продольной арматуры и значительно отодвинуть границу переармирования для балок.

Наличие косвенного армирования в сжатой зоне бетона положительно сказывается на несущей способности и общей деформативности конструкций (см. таблицу). Так, стеснение поперечных

Рис. 2. Распределение деформаций по высоте сечений образцов

а — Б-I; б — Б-II; в — Б-III; 1 — сжатая грань; II — растянутая арматура; 1 — образец без косвенного армирования; 2 — с сетками

деформаций увеличило разрушающую нагрузку на II...28% и снизило прогибы при одинаковой нагрузке в 1,14...1,5 раза. При этом максимальные прогибы образцов-близнецов практически одинаковы. Также хорошо прослеживается влияние высоты сжатой зоны на прочность и деформативность образцов при косвенном армировании (большие значения получены для образца Б-III-1). При учете влияния косвенного сетчатого армирования на прочность сжатого бетона по СНиП 2.03.01—84 оценили влияние относительной высоты сжатой зоны ξ на коэффициент эффективности косвенного армирования ϕ . Приведенную призматическую прочность бетона образцов с косвенным армированием $R_{b,red}$ (см. таблицу) устанавливали по опытным данным из условия равновесия сечения изгибаемого элемента при разрушении

$$R_{b,red} = \frac{M_{u,t,2} - \sigma'_y A'_s Z_c}{b_r x_{r,t} (h_{0,r} - 0,5x_{r,t})} \quad (1)$$

где $M_{u,t,2}$ — разрушающий момент в сечении; σ'_y — предел текучести; A'_s — площадь сжатой арматуры; Z_c — расстояние между центрами тяжести сжатой и растянутой арматуры; $b_r, h_{0,r}, x_{r,t}$ — ширина, рабочая

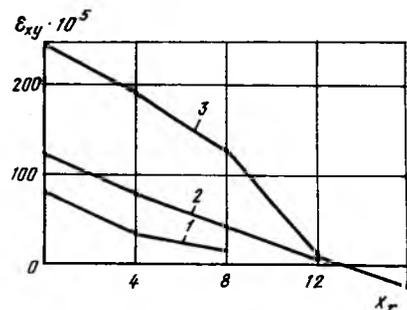


Рис. 3. Распределение деформаций горизонтальных стержней сеток в образцах Б-I-1 (1); Б-II-1 (2) и Б-III-2 (3) в зависимости от высоты сжатой зоны

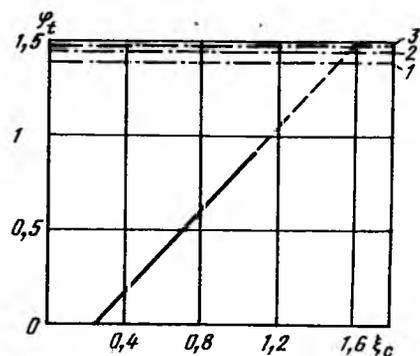


Рис. 4. Изменение опытного коэффициента эффективности косвенного армирования в зависимости от относительной высоты сжатой зоны

1 — $\phi_{СНиП} = 1,391$ для образца Б-I-2; 2 — $\phi_{СНиП} = 1,541$ для Б-II-2; 3 — $\phi_{СНиП} = 1,481$ для Б-III-2

| Шифр образца | Продольная арматура класса А-III | | | | ξ_R | $\mu_{xy}, \%$ | $M_{u,t,1},$ кН·м | $M_{u,t,2},$ кН·м | $\frac{M_{u,t,2}}{M_{u,t,1}}$ | $\frac{x_{r,t}}{x_t}$ | Прочность бетона, МПа | | $\frac{R_{b,red}}{R_b}$ | f, см |
|--------------|----------------------------------|------------------|--------------------|-------------|---------|----------------|----------------------|----------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------------------|-------|
| | диаметр, мм | σ_y , МПа | $A_s, \text{см}^2$ | $\mu_s, \%$ | | | | | | | R_b | $R_{b,red}$ | | |
| Б-I | 2Ø12 | 565,9 | 2,26 | 0,48 | 0,275 | — | 23,0 | — | 1,13 | 0,761 | 11,13 | — | 1,03 | 1,655 |
| | | | | | | 0,0243 | — | 26,0 | — | — | — | 11,53 | — | 1,722 |
| Б-II | 2Ø18 | 464,0 | 5,09 | 1,07 | 0,507 | — | 34,3 | — | 1,11 | 0,781 | 11,13 | — | 1,25 | 1,749 |
| | | | | | | 0,0222 | — | 38,0 | — | — | — | 13,88 | — | 1,801 |
| Б-III | 4Ø18 | 464,0 | 10,18 | 2,14 | 1,014 | — | 39,9 | — | 1,28 | 0,759 | 11,13 | — | 1,69 | 1,916 |
| | | | | | | 0,0221 | — | 51,1 | — | — | — | 18,84 | — | 1,903 |

Примечания: 1. Над чертой — основной образец, под чертой — его близнец. 2. Диаметр косвенной арматуры класса А-III 6 мм, $\sigma_y = 425,4$ МПа.

высота сечения и высота сжатой зоны, определенные с учетом размеров ядра сечения (см. рис. 1, 2).

После этого на основании формулы 48 норм определили опытный коэффициент косвенного армирования

$$\varphi_l = \frac{R_{b,red} - \bar{R}_b}{\mu_{xy} \sigma_{y,xy}}, \quad (2)$$

где \bar{R}_b — призменная прочность бетона в образцах; μ_{xy} — коэффициент косвенного армирования; $\sigma_{y,xy}$ — предел текучести косвенной арматуры.

На рис. 4 приведена зависимость, показывающая, что φ_l линейно зависит от ξ_c и возрастает с ее увеличением. При продолжении графика за крайние значения он пересекается с горизонталью, соответствующей коэффициенту эффективности косвенного армирования $\varphi_{снп}$, и не зависящему от высоты сжатой зоны, при $\xi \approx 1 + \xi_R$ (для балок серии Б-I $\varphi_{снп} = 1,385$, $\xi_R = 0,53$; для Б-II $\varphi_{снп} = 1,447$, $\xi_R = 0,56$; для Б-III $\varphi_{снп} = 1,477$, $\xi_R = 0,56$). С другой стороны продолжение графика пересекает ось ξ при $\xi = 0,25$, т. е. при меньших значениях относительной высоты сжатой зоны косвенное сетчатое армирование не влияет на свойства бетона.

В результате можно предложить достаточно простую зависимость для нахождения коэффициента эффективности косвенного армирования для изгибаемых элементов

$$\varphi = \varphi_{снп} \frac{\xi_c - 0,25}{\xi_R + 0,75}, \quad (3)$$

где ξ_R определяют без учета влияния косвенной арматуры.

Выводы

Косвенное армирование сжатой зоны изгибаемых элементов повышает несущую способность элементов и снижает их деформативность.

Эффективность косвенного армирования возрастает с увеличением относительной высоты сжатой зоны бетона. Наибольший эффект достигается при процентах продольного армирования, превышающих границу перearмирования.

Применение косвенного армирования в изгибаемых статически неопределимых железобетонных конструкциях позволит более полно использовать перераспределение усилий в сечениях системы, что повышает экономичность таких конструкций.

Бетоны

УДК 691.327:666.965:621.745

С. Ф. КОРЕНЬКОВА, А. И. ХЛЫСТОВ, кандидаты техн. наук, Т. В. ШЕЙНА, инж. (Самарский инженерно-строительный ин-т)

Применение жаростойкого бетона на основе силикатно-натриевого композиционного вяжущего

Отечественный и зарубежный опыт строительного производства свидетельствует о том, что жаростойкие бетоны заняли одно из главных мест в промышленном печестроении. Так, за последний год объем применения таких бетонов у нас в стране составил более 500 тыс. м³.

Комплекс работ по совершенствованию приготовления жаростойких бетонов позволил выдвинуть гипотезу о замене жидкого стекла диспергированной силикат-глыбой [1].

Современная теория и практика эксплуатации жаростойкого бетона на жидкостекольном вяжущем свидетельствуют о недостатках этой технологии, некоторые из которых носят принципиальный характер. Главным из них, определяющим структуру жаростойкого бетона на жидкостекольном вяжущем, а также повышенное содержание щелочного компонента, является объективно действующая закономерность, заключающаяся в том, что омоноличивание зернистых композиций возможно только при создании на всех зернах заполнителя сплошных пленок вяжущего (связующего). При этом, чем выше вязкость связующего, тем толще клеящие пленки. Из фундаментальной теории поверхностей и клеев следует, что с увеличением толщины шва его прочность из-за многочисленных дефектов падает. При механических или термических напряжениях таких швах, имеющих повышенную дефектность, активно зарождаются и развиваются трещины, что снижает прочность и термостойкость жаростойкого бетона.

По другой схеме происходит омоноличивание жаростойкого бе-

тона безводным связующим — силикат-глыбой, высокая степень гомогенизации которого в массе бетона обеспечена введением его в виде тонкодисперсной сухой композиции. В этом случае можно формировать контактноомоноличную структуру благодаря дискретным клеящим контактам, образующимся между обводненными зернами связующего и заполнителем. Контактное омоноличивание зернистой системы тонкими локальными высокопрочными клеящими швами повышает термостойкость бетона в результате некоторой свободы изменения объемов его структурных элементов при термическом воздействии.

Таким образом, в данном случае количество силиката натрия, вводимого в жаростойкий бетон, будет определяться не технологическими параметрами приготовления смеси, а фактором степени омоноличивания, обеспечивающей достижение заданных отпускной (монтажной) прочности и эксплуатационных характеристик материала. Такой подход к введению в смесь силиката натрия позволяет снизить его содержание в жаростойком бетоне.

Физико-механические свойства жаростойких бетонов, используемых в футеровках плавильных печей, изучали на опыте Самарского металлургического ПО. Для футеровки таких печей используют жаростойкий бетон на жидком стекле с шамотным наполнителем и магнезитовым наполнителем. Поскольку замена жидкостекольного вяжущего безводным связующим позволяет резко сократить содержание не только воды, но и щелочного компонента (плавня), было решено вместо традиционного для

завода наполнителя (тонкомолотого магнетита) использовать шамот, т.е. перейти с дорогого дефицитного материала на более дешевый и распространенный. При этом учитывали, что магнетитовые огнеупоры имеют высокий коэффициент термического расширения и быстро разрушаются при теплосменах.

Таким образом, при использовании шамотно-силикатно-натриевого вяжущего в сочетании с однородным шамотным наполнителем можно получить мономинеральный жаростойкий бетон по упрощенной технологии и тем самым снизить его технико-экономические показатели.

В процессе подбора оптимального состава жаростойкого бетона в лабораторных условиях определяли допустимое количество шамотно-натриевого силикатного вяжущего, обеспечивающего его достаточную монтажную прочность высушивания при 180...200 °С. Выбор этой температуры закономерен, поскольку монтажная прочность бетонов будет определяться, главным образом, прочностью клеевых контактов, образованных силикат-натрием в процессе его растворения (при 80...90 °С) и последующего обезвоживания системы (при 180...200 °С), приводящей к ее упрочнению из-за резкого повышения когезионной прочности этих контактов [2].

Акцент на минимальное содержание в вяжущем силикатно-натриевого компонента правомерен, ибо, как правило, высокая монтажная прочность жаростойкого бетона на таком вяжущем после высушивания достигается увеличением расхода силикат-натрия (плавня). Последнее приводит в дальнейшем к снижению огнеупорности системы и, как следствие, термомеханических свойств бетона.

В соответствии с рекомендациями [2] совместный помол силикат-глыбы (фракции 5...20 мм) и минерального огнеупорного наполнителя — шамотного лома (фракции 10...20 мм) производили до удельной поверхности 2500...3000 см²/г. В качестве крупного и мелкого заполнителей использовали щебень фракции 5...10 мм и песок фракции 0...5 мм, полученные из того же лома — отработанного шамотного кирпича марок ША и ШБ, удовлетворяющего тре-

Таблица 1

| Состав бетона | Шамот, % по массе, фракций, мм | | Силикат-глыба 80:20, % по массе |
|---------------|--------------------------------|------|---------------------------------|
| | 5—10 | 0—5 | |
| 1 | 30,0 | 25,0 | 45,0 |
| 2 | 31,5 | 26,5 | 42,0 |
| 3 | 33,0 | 28,0 | 39,0 |
| 4 | 35,5 | 29,5 | 35,0 |

бованиям УМТУ 8-50-69. Так как наполнитель в жаростойких бетонах следует рассматривать как химически активный компонент, который, реагируя со связующим при высоких температурах, формирует окончательную структуру бетона, то размер его существенно влияет на интенсивность физико-химических процессов. Кроме того, на границе связующего вещества и наполнителя возникают напряжения, зависящие от коэффициента термического расширения, которые тем больше, чем крупнее наполнитель. За оптимальный был принят именно такой фракционный состав крупного и мелкого заполнителей.

Испытывали образцы, приготовленные из различных составов, в которых количество вяжущего менялось от 35 до 45 % (табл. 1). Гранулометрический состав заполнителей был постоянным, а количество вводимой воды соответствовало водотвердому отношению, равному 0,11...0,13. Основными показателями, определяющими качество бетона, являлись монтажная (первоначальная) прочность, т.е. прочность после высушивания, прочность при данной температуре, усадочная деформация и термостойкость (табл. 2).

Термомеханические испытания позволили принять в качестве основного следующий состав, %: шамот фракции 5...10 мм — 31,5; шамот фракции 0...5 мм — 26,5; шамотно-силикатно-натриевого вяжущее — 42. За оптимальное содержание вяжущего приняли 42 %, поскольку отклонение в ту или другую сторону либо резко

снижают монтажную прочность, либо приводят к повышению огневой усадки и падению термостойкости.

Однако по табл. 2 просматривается тенденция падения прочности в интервале 800...1100 °С. Высокотемпературные соединения в данных составах бетонов в достаточном количестве не образуются, и термические свойства композиции определяются, главным образом, температурой плавления силикат-натрия, и поэтому они невысоки.

Ранее проведенные исследования показали, что управлять основными свойствами композиционного вяжущего можно, изменяя технологические факторы, например его вещественный состав, т.е. вводить те или иные огнеупорные тонкомолотые добавки [2].

Для предупреждения падения прочности при 800...1100 °С было предложено вводить в состав шамотно-силикатно-натриевого композиционного вяжущего 5...15 % отработанного катализатора ИМ-2201, представляющего собой алюмохромистый отход производства синтетического каучука в высокодисперсном твердом состоянии. ИМ-2201 Новокуйбышевского химического комбината представляет собой бледно-зеленый порошок плотностью 4300 кг/м³ насыпной массой 1000 кг/м³ и удельной поверхностью 5000...7000 см²/г. Основные компоненты катализатора — оксид алюминия в воде ($\alpha - Al_2O_3$) в количестве до 75 % и оксид хрома до 15 %, совокупность которых позволяет считать отработанный катализатор разновидностью высокоогнеупорного сырья с температурой плавления более 1700 °С.

В смесь шамотно-натриевого силикатного композиционного вяжущего с удельной поверхностью 2500...300 см²/г вводили структурообразующую добавку — алюмохромистый отход катализатора ИМ-2201 при следующем

Таблица 2

| Состав бетона | Предел прочности при сжатии после высушивания при 200 °С, МПа | Предел прочности при сжатии после обжига, МПа, при температуре, °С | | | | | Средняя плотность после высушивания при 200 °С, кг/м ³ | Огневая усадка, % при 1200 °С | Термостойкость по потере прочности на изгиб, % отн. |
|---------------|---|--|------|------|------|------|---|-------------------------------|---|
| | | 800 | 900 | 1000 | 1100 | 1200 | | | |
| 1 | 10,6 | 15,6 | 13,6 | 13,4 | 16,2 | 19,4 | 1950 | 0,8 | 0,859 |
| 2 | 13,2 | 19,3 | 18,2 | 17,7 | 18,9 | 23,9 | 2020 | 0,5 | 0,945 |
| 3 | 10,0 | 16,7 | 15,7 | 14,9 | 17,8 | 22,4 | 2000 | 0,3 | 0,879 |
| 4 | 9,2 | 14,2 | 13,9 | 13,2 | 14,2 | 21,4 | 1995 | 0,25 | 0,798 |

соотношении компонентов по массе, %: силикат-глыба — 17...19, шамот — 68...76, отработанный катализатор — 5...15. Взятые в заданном соотношении (табл. 3) сухие компоненты перемешивали и добавляли к ним заполнитель. Готовую сухую бетонную смесь затворяли водой при водотвердом отношении 0,22...0,24. Из получен-

Таблица 3

| Состав бетона | Шамот, % по массе | Силикат-глыба, % по массе | Отработанный катализатор, % по массе |
|---------------|-------------------|---------------------------|--------------------------------------|
| 1 | 80 | 20 | — |
| 2 | 17 | 68 | 15 |
| 3 | 18 | 72 | 10 |
| 4 | 19 | 76 | 5 |

ной массы формировали образцы-кубы с ребром 5 см, которые высушивали при 90...180 °С и нагревали до 400, 800, 1000, 1100, 1200 °С. После выдержки в течение 2 ч образцы испытывали на прочность по методике СН 156—79. Огнеупорность вяжущего определяли пироскопами по ГОСТ 4069.

Результаты испытаний (табл. 4) показали, что введение добавки алюмохромистого отхода повышает не только прочность, но и огнеупорность данного бетона. Кроме того, отработанный катализатор уменьшает усадку образцов при 1000...1200 °С. Это вызвано тем, что химически активные α — Al_2O_3 и Cr_2O_3 способствуют образованию большого количества игольчатых кристаллов муллита и высокотемпературной формы α — Al_2O_3 , а также сложных комплексных соединений на основе оксида хрома. При этом часть оксида алюминия полностью связывает плавленый (Na_2O) в высокоогнеупорный алюминат натрия, температура плавления которого более 1600 °С.

Однако для составов с этой добавкой наблюдается некоторое снижение прочности (по сравнению с контрольным) при высушивании и термообработке до 800 °С. Вероятно, это связано с тем, что отработанный катализатор не участвует в процессе твердения, являясь инертным микрозаполнителем.

Лабораторные испытания прошли опытно-промышленную проверку в заводских условиях на Самарском металлургическом ПО. Расход материалов на 1 м³ жаростойкого бетона для опытных изделий был принят следующим: вя-

Таблица 4

| Состав бетона | Предел прочности при сжатии, МПа, при температуре, °С | | | | | Огнеупорность, °С |
|---------------|---|------|------|------|------|-------------------|
| | 180 | 400 | 800 | 1000 | 1200 | |
| 1 | 13,2 | 19,3 | 18,2 | 17,6 | 23,9 | 1290 |
| 2 | 7,6 | 13,8 | 23,7 | 28,9 | 29,4 | 1450 |
| 3 | 8,6 | 14,9 | 24,8 | 29,0 | 32,4 | 1400 |
| 4 | 9,8 | 15,2 | 18,8 | 19,3 | 28,4 | 1350 |

жущее — 400, шамотный щебень фракций 5...10 мм — 650, шамотный песок фракций 0...5 мм — 750 кг, вода — 250 л. Состав вяжущего включал 18 % (72 кг) тонкомолотого шамота, 72 % (288 кг) силикат-глыбы и 10 % (40 кг) отработанного катализатора.

Шамотно - силикатно - натриевое композиционное вяжущее готовили в фарфоровой мельнице МШК-10 по технологии Самарского инженерно-строительного института. Бетонную смесь готовили в бетоносмесителе СБ-80. Были изготовлены горелочные и стеновые блоки размером 500×500×450 мм и 230×230×460 мм соответственно. Опытные изделия прошли термическую обработку при температуре до 200 °С в сушильной камере, а затем были установлены при капитальном ремонте одной из плавильных печей с рабочей температурой 1350 °С. После 4 лет эксплуатации опытные блоки находятся в хорошем состоянии и соответствуют требованиям инструкции по эксплуатации печи.

С 1989 г. на Самарском металлургическом ПО внедряют жаростойкий бетон на шамотно-си-

ликатно-натриевом композиционном вяжущем для изготовления горелочных и стеновых блоков плавильных печей.

Выводы

Использование силикат-глыбы вместо жидкого стекла позволяет улучшить термомеханические свойства жаростойкого бетона. Введение отработанного катализатора ИМ-2201 в такое жаростойкое вяжущее способствует повышению прочности и огнеупорности, снижению огневой усадки бетона на его основе, а также исключает применение других дефицитных глиноземсодержащих материалов. Это позволяет снизить себестоимость и повысить эффективность изготовления изделий и конструкций на основе мономинерального жаростойкого бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тотурбиев Б. Д. Жаростойкие бетоны на силикат-натриевом композиционном вяжущем. — Автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. — М., 1987. — 48 с.
2. Жаростойкие бетоны на основе композиций из природных и техногенных стекол / Ю. П. Горлов, А. П. Меркин, М. И. Зейфман, Б. Д. Тотурбиев. — М.: Стройиздат, 1986. — 144 с.

Вниманию специалистов

НИИЖБ совместно с рядом предприятий производит и высылает устройство РУ-1 для разметки образцов стержневой арматуры перед испытанием на разрыв по ГОСТ 12004—81.

Разметка арматуры производится для определения относительных удлинений стали δ_5 и δ_r и осуществляется путем накатки на продольное ребро арматуры поперечных рисок.

Основные технические характеристики

| | |
|--|------------------------|
| Шаг рисок | 10 мм |
| Ресурс одного сменного ролика | не менее 2000 образцов |
| Повышение производительности труда | до 100 раз |
| Стоимость | 700 р. |

Обращаться по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская, 6, НИИЖБ,
тел. 174-85-48, Гимназия Г. И.

УДК 666.97.033.002

В. В. ЦЫРО, канд. техн. наук (СКТБ Стройиндустрия); В. Н. ШАСТУН, канд. техн. наук, Ю. М. МУХА, инж. (ДИСИ)

Кассетно-конвейерные линии с многоотсечными формовочными установками

Кассетно-конвейерные линии, разработанные СКТБ Стройиндустрия, получили широкое распространение. Однако из-за невысокого качества применяемых на некоторых заводах цементов, удлиняющих цикл первичной тепловлажностной обработки (ТВО), трудно использовать двухотсечные формовочные установки для заводов КПД большой мощности (300 тыс. м² и более общей площади в год).

Исходя из этой предпосылки в СКТБ Стройиндустрия разработана новая конструкция многоотсечной универсальной формовочной установки ККЛ-V для кассетно-конвейерных линий на основе установок типа 851 и 851-А.

Принципиальная технологическая схема линии в целом сохранена с использованием действующего оборудования (подвижных форм, конвейеров подготовки, машин чистки и смазки форм и формовочных установок, бетоноукладчиков и др.). Новая формовочная установка ККЛ-V является многоотсечной (отсек — на два изделия) от 4 до 14 отсеков, что позволяет одновременно формовать от 8 до 28 изделий. Установка состоит из рамы, двух серийных распалубочных машин СМЖ-252, перемещающихся поперек пролета и соединенных тягами тележек, разделительных тепловых стенок с верхним перемещением, также соединенных тягами (рис. 1).

Термообработка в установке производится паром, уплотнение бетонной смеси — глубинными или навесными вибраторами.

Установка ККЛ-V обладает некоторыми преимуществами по сравнению с действующими установками СКТБ Стройиндустрия. К ним относятся возможность изготовления изделий более широкой но-

Техническая характеристика формовочной установки ККЛ-V (16-отсечной)

| | |
|---|------------------|
| Число одновременно формируемых изделий, шт | 16 |
| Максимальные габариты формируемых изделий, мм | 7200×3100×160 |
| Установленная мощность, кВт | 25,5 |
| Габариты установки, мм | 13 288×9100×4573 |
| Масса (без формы), т | 145 |

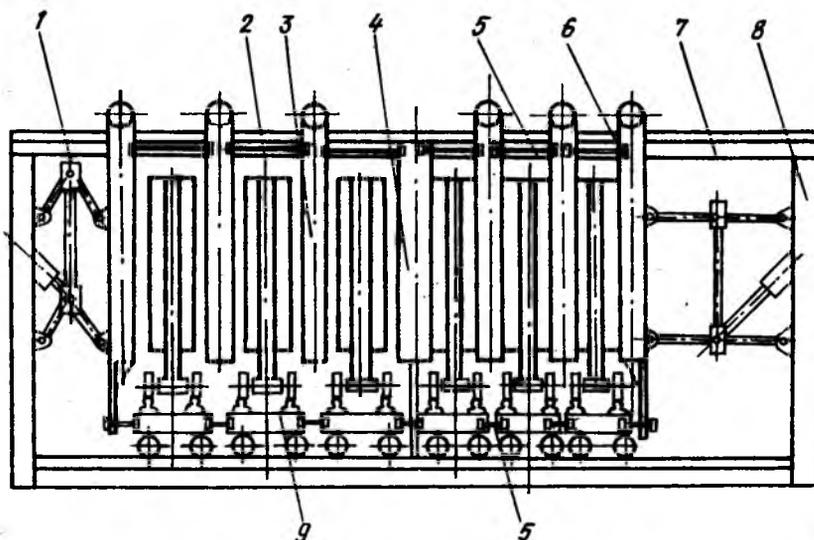


Рис. 1. Многоотсечная формовочная установка ККЛ-V

1 — распалубочная машина; 2 — подвижная форма на два изделия; 3 — подвижная разделительная стенка; 4 — стационарная разделительная стенка; 5 — тяга подкатных тележек; 6 — тяги подвижных разделительных стенок; 7 — площадка обслуживания; 8 — рама; 9 — подкатные тележки

менклатуры, снижение удельной металлоемкости, отсутствие переналадки при изготовлении изделий разной толщины (80...160 мм) благодаря использованию подвижных форм разной толщины, увеличение срока первичной ТВО (до 2,5... 3 ч), повышение качества изделий

за счет применения глубинных вибраторов.

Традиционные кассетно-конвейерные линии с формовочными установками ККЛ-V более эффективны, чем с действующими в настоящее время установками типа 851 и 851-А.

Техническая характеристика кассетно-конвейерных линий

| | тип 851 | ККЛ-V |
|--|---------|--------|
| Мощность ДСК, тыс. м ² общей площади | 180 | 180 |
| Годовой объем производства, м ³ | 34 800 | 34 800 |
| Капитальные затраты, тыс. р. | 1069,1 | 531,2 |
| Число производственных рабочих | 48 | 16 |
| Выработка на одного рабочего, м ³ /год | 725 | 2175 |
| Металлоемкость технологического оборудования, т | 1111,6 | 573,9 |
| В том числе формы | 709,8 | 323,0 |
| Удельная металлоемкость технологического оборудования, кг/м ³ | 31,9 | 16,5 |
| В том числе формы | 20,4 | 9,3 |
| Съем продукции с 1 м ² производственной площади, м ³ | 9,48 | 18,95 |

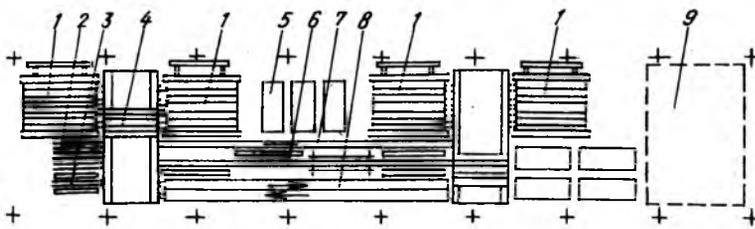


Рис. 2. Кассетно-конвейерная линия с продольным размещением формовочных установок
1 — формовочная установка; 2 — магазин форм; 3 — пост ремонта и переоснастки форм; 4 — передаточная тележка; 5 — камеры третьей стадии ТВО; 6 — конвейер подготовки; 7 — обгонный путь; 8 — камеры второй стадии ТВО; 9 — внутрицеховой склад готовой продукции

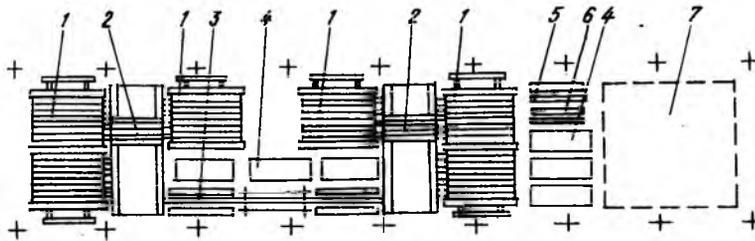


Рис. 3. Кассетно-конвейерная линия с продольно-поперечным расположением формовочных установок
1 — формовочная установка; 2 — передаточная тележка; 3 — конвейер подготовки; 4 — камеры второй стадии ТВО; 5 — пост ремонта и переоснастки форм; 6 — магазин форм; 7 — внутрицеховой склад готовой продукции

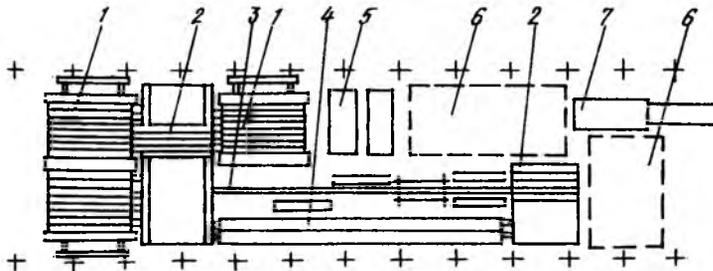


Рис. 4. Кассетно-конвейерная линия с угловым расположением формовочных установок
1 — формовочная установка; 2 — передаточная тележка; 3 — конвейер подготовки; 4 — камеры второй стадии ТВО; 5 — камеры третьей стадии ТВО; 6 — внутрицеховой склад готовой продукции; 7 — тележка для вывоза готовых изделий

Формовочная установка ККЛ-V может работать как в составе традиционной кассетно-конвейерной линии, так и как многоотсечная стендовая кассета.

Мощность кассетно-конвейерной линии можно увеличить (или удлинить срок первичной ТВО изделий в установке) за счет новых компоновок линий при реконструкции действующих предприятий.

Если применить на кассетно-конвейерной линии СКТБ Стройиндустрия трехстадийную ТВО (3+3+5 ч) с полной распалубкой изделий после 6 ч, то время нахождения формы в камере составит 3 ч. Площадь, занимаемая камерами дозревания (третья стадия ТВО) с изделиями без форм будет меньше, по сравнению с пло-

щадью, занимаемой традиционными камерами для форм с изделиями. Причем это решение, помимо сокращения площадей, позволит также снизить металлоемкость линии, так как число форм, находящихся в обороте, заметно уменьшится.

Одним из решений, предназначенных для реконструкции заводов КПД и устраняющих указанные выше недостатки, являются кассетно-конвейерные линии с продольным расположением формовочных установок (рис. 2). Линию можно размещать в пролете 18×96 м. Она содержит четыре многоотсечные формовочные установки СКТБ Стройиндустрия по восемь формовочных отсеков (четыре формы) каждая, расположенных по обе сто-

роны двух передаточных мостов.

Конвейер подготовки отсеков форм расположен между передаточными мостами и состоит из четырех постов: распалубки изделий, чистки и смазки отсеков форм, двух постов армирования. Ритм конвейера подготовки отсеков форм составит 17 мин. Параллельно конвейеру подготовки расположен обгонный путь. Движение форм по обгонному пути производится в направлении, обратном движению форм по конвейеру подготовки. На линии размещены две камеры второй стадии ТВО на пять форм с изделиями каждая. Одна из них обслуживает две левые (см. рис. 2) формовочные установки, а другая — две правые. Между средними формовочными установками и рядом с внутрицеховым складом готовой продукции расположены камеры дозревания (третьей стадии ТВО). Пост ремонта и переоснастки форм можно использовать и как пост распалубки изделий.

Порядок работы линии следующий. Подготовка отсеков форм для всех формовочных установок осуществляется на конвейере подготовки. Затем формы, предназначенные для формовочных установок, передаточной тележкой направляются непосредственно в установки, а формы для правых формовочных установок — сначала на обгонный путь, а затем другой передаточной тележкой устанавливают непосредственно в формовочную установку. После укладки и уплотнения бетонной смеси и первой стадии ТВО формы с изделиями передаточными тележками устанавливают в камеры второй стадии ТВО. Формы с изделиями, формовавшимися в левых установках, направляют непосредственно на пост распалубки конвейера подготовки, а в правых — сначала устанавливают на обгонный путь, после чего другой передаточной тележкой — на пост распалубки. Затем изделия краном устанавливают в камеры дозревания (третьей стадии ТВО), после прохождения которой краном направляют на внутрицеховой склад готовой продукции.

Для цехов размером 18×96 м большой высоты можно применять кассетно-конвейерные линии с продольно-поперечным расположением формовочных установок (рис. 3) Эта схема предусматривает двух-

стадийную ТВО (6+5 ч). Конвейер подготовки содержит три поста, причем два крайних могут попеременно в зависимости от направления движения форм, выполнять функции постов распалубки и армирования. Средний пост — чистки и смазки отсеков форм — должен иметь стационарный толкатель, подобный толкателю передаточной тележки. Изделия с поста распалубки устанавливаются сначала в камеры второй стадии ТВО, а затем направляют на внутрицеховой склад готовой продукции. При этом приходится передавать панели через один из постов формования, что требует большой высоты пролета. Чтобы избежать передачи изделий через пост формования, можно одну из формовочных установок не монтировать, что, однако, снизит производительность линий с 38...41 до 35...38 тыс. м³/год.

Для кассетно-конвейерных линий, работающих в различных городах страны и размещенных в пролетах 18×72 и 18×78 м, разработана технологическая схема с угловым расположением формовочных установок (рис. 4). Реконструировать действующие линии можно либо практически без остановки производства, либо свести ее к минимуму. Это потребует внести лишь некоторые изменения в компоновку конвейера подготовки форм — соединить два поста чистки и смазки в один, убрать пост предварительного подогрева форм и установить на его месте второй пост армирования. Многоотсечные формовочные установки, камеры второй стадии ТВО можно монтировать без перерыва в работе линии. Таким образом, реконструкция указанных линий потребует минимальных затрат, а их производительность возрастет до 36...40 тыс. м³/год.

Применение новых многоотсечных формовочных установок, а также предлагаемые компоновки кассетно-конвейерных линий позволяют при реконструкции предприятий домостроения повышать не только уровень механизации и условия труда рабочих, но и выпуск продукции при минимальных затратах.

В. Г. ПЕТРОВ-ДЕНИСОВ, С. А. ШИФРИН, кандидаты техн. наук, В. Н. ГОРДЕЕВА, инж. (ВНИПИТеплопроект); А. И. ЛИ, канд. техн. наук, В. Н. ХАХУТАШВИЛИ, инж. (НИИЖБ)

Численное моделирование теплообмена при тепловой обработке изделий на электростенде

Как известно, электротермообработка бетона — эффективный способ снижения удельных затрат топливно-энергетических ресурсов в производстве сборных железобетонных изделий. Для экономии электроэнергии необходимы простые, долговечные, надежные с точки зрения техники безопасности тепловые агрегаты.

При бескамерной тепловой обработке, например в термоформах или на обогреваемых линейных стендах, наиболее простым является оснащение форм (стендов) низкотемпературными электронагревателями, которые обычно устанавливают на обратной стороне греющего поддона. С точки зрения теплопередачи и энергозатрат такое конструктивное решение наиболее целесообразно, но, как показал производственный опыт, имеет существенные недостатки. Первый заключается в том, что сложно осуществлять надежное крепление электронагревателей и изолировать их от поддона, учитывая, что электротермоформа при формовании и распалубке изделий подвергается, как правило, ударам и сильным механическим сотрясениям. В случае применения линейных электронагревателей, например трубчатых или уголково-стержневых, крепле-

ние которых к металлическому поддону производят сваркой, трудно избежать коробления поддона в процессе монтажа нагревателей из-за температурных деформаций и в процессе эксплуатации электротермоформ вследствие жесткости крепления.

Эти недостатки особенно заметно проявляются при больших размерах поддона, например, при оснащении электронагревателями линейных стендов. Поэтому при разработке безвибрационной литьевой технологии изготовления железобетонных изделий в НИИЖБе предложили независимую систему электронагрева поддона линейного стенда, т. е. электронагреватели монтировать на отдельной опорной конструкции без контакта с поддоном стенда (см. рисунок). Это позволяет не только избежать указанных недостатков, но и использовать более простые и надежные электронагреватели из арматурной стали, обеспечить более высокую температуру на поверхности и исключить перегревы поддона стенда. Это накладывает особенности на процесс теплообмена в системе «нагреватель — поддон — бетон», поэтому для оптимизации параметров электростенда осуществили

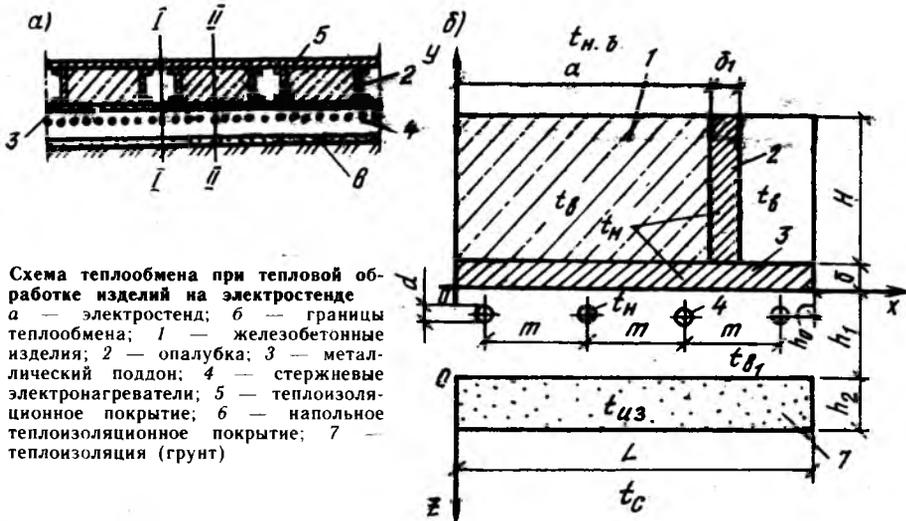


Схема теплообмена при тепловой обработке изделий на электростенде
 а — электростенд; б — границы теплообмена; 1 — железобетонные изделия; 2 — опалубка; 3 — металлический поддон; 4 — стержневые электронагреватели; 5 — теплоизоляционное покрытие; 6 — теплоизоляция (грунт)

численное моделирование. При этом в качестве физической модели приняли, что тепловая энергия от электронагревателей, расположенных под поддоном, вследствие излучения передается к металлическому поддону и поверхности теплоизоляционного покрытия на полу теплового отсека. В дополнение к лучистому переносу тепловая энергия от электронагревателей в результате конвекции передается к поверхности металлического поддона и изоляционного покрытия пола. От металлического поддона тепловая энергия вследствие теплопроводности бетонных изделий, металлической опалубки и воздушной прослойки с эффективным коэффициентом теплопроводности, учитывающим конвекцию прослойки, а также благодаря теплопроводности теплоизоляционного покрытия на бетонных изделиях уходит в окружающую среду.

Из соображений симметрии рассматривали двухмерную область, расположенную между осями I—II (см. рисунок), для описания процесса теплообмена в этой области использовали уравнения нестационарной теплопроводности в бетоне с учетом теплоты гидратации цемента, в металлической опалубке, в поддоне, в воздушной прослойке между поддоном и опалубкой, бетонными изделиями и теплоизоляционным покрытием, в тепловой изоляции пола, а также в электронагревателе в условиях внешней одномерной задачи, уравнение теплового баланса воздушной среды в тепловом отсеке с окружающей средой.

Температурное поле в бетоне, в металлической опалубке, поддоне и в воздушной прослойке описывается уравнениями:

$$C_6 \gamma_6 \frac{dt_6}{dt} = \lambda_6 \left(\frac{d^2 t_6}{dx^2} + \frac{d^2 t_6}{dy^2} \right) + Q_{\text{экз}}(t_6, \tau) \quad (1)$$

при $0 \leq x \leq a$, $\delta \leq y \leq \delta + H$, $0 \leq \tau$;

$$C_m \gamma_m \frac{dt_m}{dt} = \lambda_m \left(\frac{d^2 t_m}{dx^2} + \frac{d^2 t_m}{dy^2} \right) \quad (2)$$

при $0 \leq x \leq z$, $0 \leq y (0 \leq x \leq a) \leq \delta$, $0 \leq \tau$, $0 \leq y (a \leq x \leq a + \delta_1) \leq H + \delta_1$, $0 \leq y (a + \delta_1 \leq x \leq z) \leq \delta$;

$$C_b \gamma_b \frac{dt_b}{dt} = \frac{d}{dx} \left[\lambda_b(t_m, t_b) \frac{dt_b}{dx} \right] + \frac{d}{dy} \left[\lambda_b(t_m, t_b) \frac{dt_b}{dy} \right] \quad (3)$$

при $a + \delta_1 \leq x \leq z$, $\delta \leq y \leq \delta + H$, $0 \leq \tau$.

Температурное поле электронагревателя

$$0,785d^2 C_m \gamma_m \frac{dt_n(\tau)}{dt} = q_n - C_{\text{пр}}^n \times \left[\left(\frac{t_n(\tau) + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{t_m + 273}{100} \right)^4 \right] \times \times \varphi_1 \pi d - C_{\text{пр}}^{n3} \left[\left(\frac{t_n(\tau) + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{t_{n3}(z=0; \tau) + 273}{100} \right)^4 \right] \varphi_2 \pi d - - \pi d \alpha_n [t_n(\tau) - t_{b1}]. \quad (4)$$

Температурное поле эффективного слоя изоляции

$$C_{n3} \gamma_{n3} \frac{dt_{n3}}{dt} = \lambda_{n3} \frac{d^2 t_{n3}}{dz^2}; \quad (5)$$

$$- \lambda_{n3} \frac{dt_{n3}(z=0; \tau)}{dz} = \alpha_{\text{эф. 2}} \times \times [t_{b1}(\tau) - t_{n3}(z=0; \tau) + C_{\text{пр}}^{n3} \times \times \left[\left(\frac{t_n(\tau) + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{t_{n3}(z=0; \tau) + 273}{100} \right)^4 \right] \varphi_2; \quad (6)$$

$$- \lambda_{n3} \frac{dt_{n3}(z=h_2; \tau)}{dz} = \alpha_c [t_{n3}(z=h_2; \tau) - t_c] \quad (7)$$

при $t_{n3}(z; \tau=0) = t_0$.

Уравнение теплового баланса воздушной среды под поддоном

$$zh_1 K [t_{b1}(\tau) - t_{n3}] \gamma_b C_b = \alpha_{\text{эф. 2}} [t_{b1}(\tau) - t_{n3}(z=0; \tau)] z + + \alpha_c [t_m(\tau) - t_{b1}(\tau)] L + \pi d \alpha_n \times \times [t_n(\tau) - t_{b1}(\tau)] \frac{z}{m}, \quad (8)$$

где t — температура; C — удельная теплоемкость; γ — средняя плотность; λ — теплопроводность; φ_1, φ_2 — коэффициенты углового излучения; α — коэффициент теплопередачи; $C_{\text{пр}}^n, C_{\text{пр}}^{n3}$ — приведенный коэффициент излучения между электронагревателем и поддоном, а также поверхностью эффективного слоя изоляции; K — кратность воздухообмена; q_n — линейная плотность теплового потока в электронагревателе; $Q_{\text{экз}}$ — источник тепла, обусловленного экзотермией бетона; индексы: n — металл, b — воздух, 6 — бетон, $n3$ — изоляция.

Для решения уравнений (1)... (8) при заданных граничных условиях разработан численный алгоритм и фаортан-программа, реализованная на ЕС ЭВМ и РС/АТ. Кроме того, осуществили экспериментальную проверку на электростенде. В результате анализа полученных данных установлено, что предложенная физико-математическая модель теплообмена при тепловой обработке бетона на электростенде и реализованный на ее

основе численный метод расчета с достаточной для практики точностью отражают реальные процессы теплообмена, включая динамику изменения температурного поля в изделиях, режим работы электронагревателей, изоляции и опалубки при заданных теплофизических и геометрических параметрах системы.

Выводы

При тепловой обработке изделий на электростенде оптимальная удельная мощность электронагревателей 2,5...3 кВт на 1 м² площади обогреваемого поддона. Приведенные рекомендации справедливы именно при этой удельной мощности.

При толщине обогреваемого металлического поддона ≥ 15 мм изменение шага нагревателей до 100 мм практически не влияет на равномерность температуры в бетоне по ширине изделия. На основании полученных данных оптимальный шаг размещения электронагревателей 80...100 мм.

Увеличение расстояния между электрообогревателями и обогреваемым поддоном повышает время разогрева бетона до t_{n3} и расход энергии на тепловую обработку, но улучшает равномерность прогрева бетона по высоте изделий. Изменение расстояния от электронагревателя до нагреваемого поддона от 25 до 75 мм практически не сказывается на температуре нагревателей. Это расстояние целесообразно принимать равным 50 мм.

При увеличении диаметра нагревателя возрастают время разогрева бетона до t_{n3} и расход энергии на тепловую обработку бетона. Равномерность прогрева бетона по высоте изделия при этом улучшается. При уменьшении диаметра нагревателя резко возрастает его максимальная температура в процессе тепловой обработки. Исходя из конструктивных соображений, оптимизации температурного режима работы электронагревателей и параметров тепловой обработки бетона диаметр электронагревателя рекомендуется принимать равным 10...12 мм.

Наличие тепловой изоляции на поверхности бетонных изделий с термическим сопротивлением $\geq 0,35$ м²·°С/Вт улучшает технико-экономические показатели тепловой обработки бетонных изделий.

Г. П. САХАРОВ, д-р техн. наук, проф., Е. П. СКОРИКОВ, инж. (МИСИ);
Ф. М. САЛИМГАРЕЕВ, Б. Г. ФЕДОТОВ, инженеры (З-д ячеистых бетонов,
г. Набережные Челны)

Самонапряжение ячеистобетонных конструкций при автоклавной обработке

Трещиностойкость армированных конструкций из ячеистого бетона недостаточна и проблематична при традиционных конструктивно-технологических способах ее повышения. Преднапряжение арматуры, успешно применяемое при изготовлении конструкций из тяжелого бетона, для ячеистобетонных конструкций аналогичного эффекта не дает. Значительная часть его затрачивается на закрытие технологических и усадочных трещин, возникновению которых при производстве конструкций не препятствует натяжение арматуры на упоры или бетон [1...3]. Дополнительные потери напряжения в арматуре вызываются релаксацией их в автоклаве, усадкой и ползучестью ячеистого бетона и меньшей силой сцепления арматуры с ним по сравнению с тяжелым и легким бетонами. Остаточные напряжения в преднапрягаемой арматуре после 2...10 мес составляют 70...85 в сжатых сечениях и 210...220 МПа — в растянутых, или 34...50 и 60...70 % начальных [1, 2]. При высыхании до равновесной влажности, развитии усадки и ползучести ячеистого бетона остаточные напряжения в арматуре снижаются и исчезают, при этом трещины раскроются. Проблематично также сохранение антикоррозионного покрытия арматуры при механическом или электротермическом натяжении ее на упоры или бетон.

Невысокий уровень остаточных напряжений в преднапрягаемой арматуре предполагает возможность получения аналогичного эффекта при ее самонапряжении во время автоклавной обработки благодаря различию коэффициентов температурной деформации арматуры и ячеистого бетона и снижению его усадки и ползучести [4].

Для количественной оценки этого эффекта на заводе ячеистых бетонов в г. Набережные Челны изготовили стеновые панели размером $6 \times 1,39 \times 0,3$ м, армированные плоскими каркасами с продольной

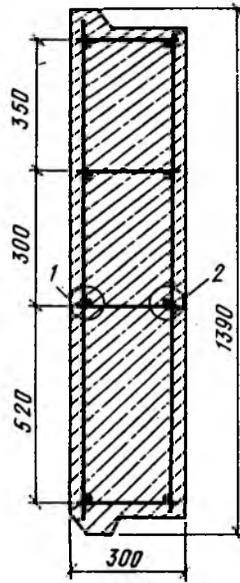


Рис. 1. Поперечное сечение стеновой панели
1, 2 — места установки реперов на арматуре

стержневой арматурой $\varnothing 8$ А-III и 24 поперечными стержнями $\varnothing 4$ В-I (рис. 1). Панели из газобетона имели среднюю плотность 700 кг/м^3 , прочность 5 МПа на цементном вяжущем состава 1:1,5:0,05 (Ц:П:И) при В/Т=0,62 и удельной поверхности песка $180 \text{ м}^2/\text{кг}$ и на смешан-

ном вяжущем состава 1:0,25:2,86 (Ц:И:П) прочностью 4,2 МПа при В/Т=0,55, удельной поверхности песка $120 \text{ м}^2/\text{кг}$ и активности извести 45 %. Панели формовали из одного замеса. В одной панели концы продольной арматуры приваривали к общему анкеру, в другой анкеры отсутствовали. В центре панелей на этой арматуре жестко крепили реперы на расстоянии базы измерения (см. рис. 1). Для определения деформаций использовали индикатор с ценой деления 0,01 мм. После установки каркасов в форму делали по нему первый отчет, который принимали за нулевое значение. Места установки реперов на всю толщину панелей выгораживали и засыпали сухим песком. После формирования и 12-часового выдерживания панели запаривали в автоклаве по режиму $8 + 10 + 5$ ч при 1 МПа. После распалубки и осмотра их установили в цехе завода на стенде для длительных наблюдений. Одновременно с панелями из тех же замесов изготовили образцы-призмы размером $0,55 \times 0,145 \times 0,145$ м с преднапрягаемой на упоры арматурой $\varnothing 10$ А-III и $0,3 \times 0,1 \times 0,1$ м с арматурой $\varnothing 8$ А-III с анкерами и без них. Результаты измерений деформаций, пересчитанные на напряжения, представлены на рис. 2, 3. В панелях и образцах уровень самонапряжения арматуры после автоклавной обработки достаточно высок и мало изменяется во времени при наличии анкеров. Самонапряжение анкерной арматуры панелей у поддона формы больше, чем у открытой поверхности, а при отсутствии анкеров — наоборот. В первом случае это связано с повышенной плотностью,

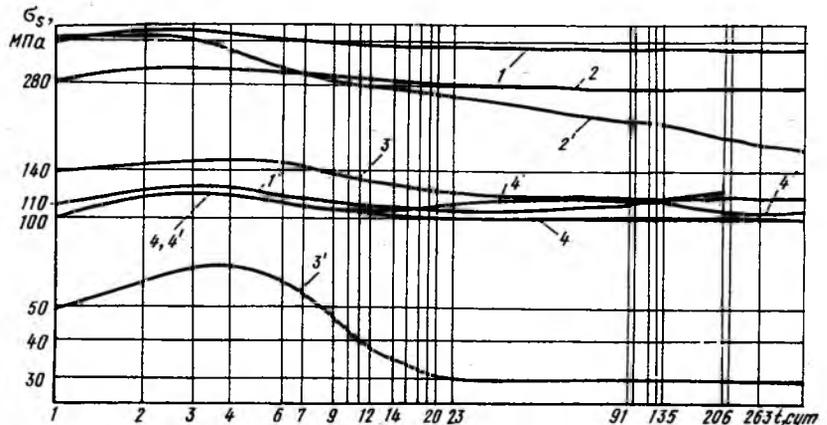


Рис. 2. Изменение во времени самонапряжения арматуры в стеновых панелях из автоклавного газобетона
1, 2 — на цементном вяжущем с анкерами; 1', 2' — то же без анкеров; 3, 4 — на смешанном вяжущем с анкерами; 3', 4' — то же без анкеров

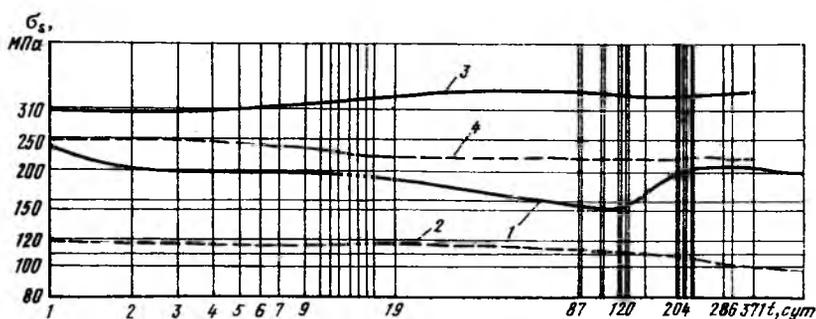


Рис. 3. Изменение во времени напряжения растяжения в арматуре образцов-призм из автоклавного газобетона
1, 2 — на цементном вяжущем; 3, 4 — на смешанном вяжущем; — — — преднапряженная арматура на упоры; - - - - - самонапряженная арматура с анкерами

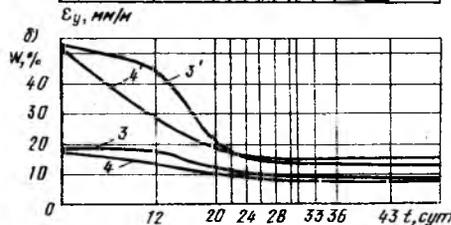
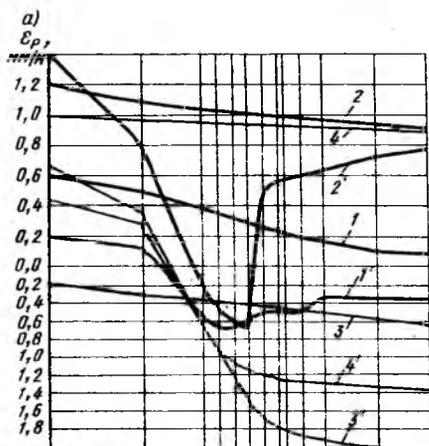
прочностью и модулем упругости придонного слоя газобетона, во втором — проскальзыванием продольной арматуры на отдельных участках при негарантированном качестве точечной сварки поперечных стержней, выполняющих роль анкеров [5]. При отсутствии поперечных стержней и концевых анкеров продольная арматура при остывании конструкций проскальзывает в ячеистом бетоне и не подвергается самонапряжению. В образцах-призмах (см. рис. 3) уровень напряжений в напрягаемой и самонапрягаемой арматуре в ячеистом бетоне на смешанном вяжущем выше, чем на цементном, а в панелях наоборот, что, по-видимому, объясняется разными условиями структурообразования в малых и больших объемах материала и конструкций и их неоднородностью. Потенциально ячеистый бетон оптимальной структуры на смешанном вяжущем обеспечивает большее самонапряжение арматуры и его сохранение во времени [4]. Это подтверждается при разрезке арматурных стержней после года наблюдений (см. рис. 2, 3).

Для выяснения причин возникновения и сохранения самонапряжения изготовили армированные $\varnothing 8$ А-III с анкерами и неармированные образцы-призмы размером $0,3 \times 0,1 \times 0,1$ м из ячеистого бетона на цементном и смешанном вяжущем с реперами. Состав ячеистого бетона на цементе — 1:1,6 (ШПЦ:П), на смешанном — 1:0,19:1,3 (ШПЦ:И:П) при $V/T=0,56$, удельной поверхности песка $128 \text{ м}^2/\text{кг}$ и активности известки 45%. После выдерживания 14 ч для неавтоклавного и 21 ч для автоклавного твердения часть призм пропарили при $t_{\text{пар}}=85^\circ\text{C}$ и атмосферном давлении по режиму 4+

Рис. 4. Деформации анкерной арматуры и неармированного ячеистого бетона после ТВО при естественной сушке

а — деформации бетона и арматуры; б — изменение влажности бетона; 1, 1' — деформации арматуры в автоклавном и пропаренном ячеистом бетоне на цементе; 2, 2' — то же на смешанном вяжущем; 3, 3' — относительные деформации и влажность автоклавного и пропаренного неармированного ячеистого бетона на цементе; 4, 4' — то же на смешанном вяжущем

+7 ч+ естественное остывание в отключенной камере, часть в автоклаве при 1 МПа по режиму 7+ +11+6 ч. За нулевое значение деформаций арматуры и ячеистого бетона принимали показатели индикатора непосредственно перед ТВО. Влажность ячеистого бетона призм перед ТВО на цементном вяжущем составила 51, на смешанном 49%. Динамика ее изменения после ТВО в связи с деформациями арматуры и бетона приведена на рис. 4. Из него следует, что арматура в ячеистом бетоне после автоклавной обработки получает удлинение, большее на смешанном вяжущем (кривые 1, 2). У армированных призм автоклавного твердения на смешанном вяжущем наблюдалось расширение, сохраняющееся во времени (кривая 4), а на цементе — усадку (кривая 3). Анкерная арматура в пропаренных призмах на цементе и смешанном вяжущем после ТВО также получила удлинение, которое после снижения начальной влажности ячеистого бетона сменяется ее укорочением и сжатием (кривые 1', 2'), вызванным усадкой



ячеистого бетона (кривые 3', 4'). Через 26 сут в нем возникли трещины и произошло скачкообразное удлинение арматуры сжатой до этого усадкой бетона (кривые 1', 2'). На смешанном вяжущем она вновь оказалась растянутой, а на цементе — сжатой. Трещины возникли вследствие превышения предельной растяжимости неавтоклавного ячеистого бетона задержанной арматурой усадкой (кривые 1'... 4'). Аналогичные призмы автоклавного твердения трещин не имели.

Структура и свойства ячеистого бетона до и после автоклавной обработки различны. Вплоть до достижения максимальной температуры в автоклаве коэффициенты температурных деформаций арматуры $1,32 \cdot 10^{-5}$ и ячеистого бетона $1,23 \cdot 10^{-5}$ обеспечивают практически совместное их расширение [6]. На стадии изотермического выдерживания и частично снижения давления начальная микроструктура ячеистого бетона претерпевает коренное изменение, вследствие которого коэффициент его температурной деформации снижается до $0,8 \cdot 10^{-5}$. Поэтому после автоклавной обработки и остывания ячеистый бетон получает остаточное расширение $(1,23 - 0,8) \cdot 10^{-5} \times (183 - 20) \cdot 10^3 = 0,7 \text{ мм/м}$ и более без учета усадки и упругой деформации сжатия (см. рис. 4). Торможение усадки и повышенное остаточное расширение ячеистого бетона на смешанном вяжущем в ав-

токлаве в послеавтоклавный период вызываются арматурой и специфическими условиями микроструктурообразования ячеистого бетона под напряжением при большем содержании извести. У неавтоклавного ячеистого бетона (см. рис. 4), изготовленного на шлакопортландцементе по литой технологии, через 20 сут после пропаривания наблюдаются повышенная усадка, трещинообразование и не прогнозируемое самонапряжение арматуры, требующее дополнительных исследований. Тесная связь продуктов новообразований с остаточным расширением ячеистого бетона и самонапряжением арматуры при автоклавном и неавтоклавном твердении изделий подтверждается электрономикроскопическим анализом. Положительное влияние на самонапряжение арматуры оказывают, как видно из рис. 2...4, введение в состав вяжущего извести, использование портландцемента вместо шлакопортландцемента, снижение V/T .

Если принять уровень самонапряжения в арматуре 120...240 МПа, мало изменяющийся во времени, то исходя из рис. 1, уровень обжатия ячеистого бетона в стеновой панели $\sigma_{br} = 8A_s \sigma_{sp} / A_b = 0,12...0,24$ МПа, а по отношению

к передаточной прочности ячеистого бетона, равной классу В2,5 — 0,05...0,1, что соответствует рекомендациям [3]. Таким образом, при самонапряжении арматуры во время автоклавной обработки достигается тот же уровень напряжений, что и при механическом и электротермическом ее натяжении и появляется простой и надежный способ повышения трещиностойкости и жесткости ячеистобетонных конструкций.

Выводы

Автоклавная обработка вызывает остаточное расширение ячеистого бетона и самонапряжение арматуры, обусловленные различием коэффициентов температурных деформаций ячеистого бетона до и после автоклавной обработки, а также специфическими условиями формирования микроструктуры ячеистого бетона.

Самонапряжение арматуры достигается при благоприятной структуре гидросиликатов кальция и других новообразований и возрастает при увеличении расхода вяжущего и доли извести в нем.

Усадка и ползучесть ячеистого бетона при уровне обжатия (0,05...0,1) R_{br} мало влияют на потерю напряжений в арматуре.

Эффект самонапряжения арматуры и ячеистого бетона при автоклавной обработке рекомендуется использовать для изготовления преднапряженных трещиностойких стеновых панелей, плит покрытий и перекрытий из автоклавного ячеистого бетона, а также плотного силикатного, тяжелого и легкого бетонов автоклавного твердения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Фурманов Б. А., Нудель В. С., Куршпель В. Х. Заводское изготовление преднапряженных газозолобетонных панелей // Бетон и железобетон.— 1984.— № 6.— С. 14—16.
2. Куршпель В. Х., Макаричев В. В., Филипов Б. П. Стеновые панели из ячеистого бетона с комбинированным армированием // Бетон и железобетон.— 1986.— № 1.— С. 7—8.
3. Рекомендации по проектированию и изготовлению наружных стеновых панелей для жилых зданий из автоклавного ячеистого бетона с предварительно напряженной стержневой арматурой.— М.: НИИЖБ, 1988.— 34 с.
4. Сахаров Г. П., Виноградов Б. Н., Батаев С. С. Совершенствование технологии и улучшение свойств ячеистого бетона на смешанном вяжущем // Бетон и железобетон.— 1982.— № 11.— С. 8—9.
5. Титов В. А. Исследование работы поперечных стержней как анкеров продольной арматуры в конструкциях из ячеистого бетона // Ячеистый бетон и ограждающие конструкции из него.— М.: НИИЖБ, 1985.— С. 53—60.
6. Бетоны автоклавного твердения / С. А. Миронов, М. Я. Кривичкий, Л. А. Малинина и др.— М.: Стройиздат, 1968.— 270 с.

Строительное производство

удк 666.97.035.5

В. Я. ГЕНДИН, канд. техн. наук (ЦМИПКС)

Пути снижения неравномерности температуры при электротермообработке конструкций

По оценкам специалистов, в нашей стране в зимних условиях с электротермообработкой бетона возводят 25...30 млн. м³ монолитных конструкций и изготавливают несколько млн. м³ сборных изделий. Известно, что неравномерность температурного поля в прогреваемом бетоне ухудшает его строительные-технические свойства. Особый интерес представляет температурное поле в армированных конструкциях при электротепловом прогреве из-за искажения стержней арматурой электротепловых полей в бетоне, а также в связи с широким при-

менением электропрогрева при зимнем бетонировании. Реальные температурные поля в конструкциях некоторых типов получены при использовании стержневых электродов [1, 2] и при периферийном электропрогреве [3].

Нами проведены исследования натуральных фрагментов железобетонных конструкций различных типов, конфигураций и размеров, а также обследование электропрогрева таких конструкций на строительных площадках в разных регионах страны. Работа выполнена в ЦНИИОМТП совместно с

ЦМИПКС. В результате анализа рабочих чертежей разных проектных организаций были отобраны наиболее характерные конструкции-представители: фундамент под железобетонную колонну, балкаростверк жилого дома, стена толщиной 250 мм, стенка резервуара-отстойника, железобетонный антисейсмический пояс кирпичной стены, балка сечением 250×300 мм. Каждый фрагмент представлял собой часть конструкции с характерными для нее арматурными узлами и структурами.

Электропрогрев производили в морозильной камере при температуре —10...—20 °С в опалубке из досок толщиной 40 мм с укрытием неопалубленной поверхности бетона полимерной пленкой и утеплением минераловатными плитами. Применяли стержневые электроды, закрепленные на щитах опалубки

Таблица 1

| Тип электродов | Скорость подъема температуры, °С/ч | Разность температуры в бетоне, °С | Температурные градиенты, °С/см |
|--|------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| Стержневые с размещением: | | | |
| в виде плоских групп | 5 | 8—12 | 0,7—1,0 |
| то же | 15 | 19—23 | 1,5—2,0 |
| в шахматном порядке | 5 | 31—35 | 1,9—2,1 |
| то же | 12 | 38—42 | 2,2—2,4 |
| » | 20 | 45—49 | 4,15—4,35 |
| Пластинчатые | 5 | 22—26 | 1,7—1,9 |
| » | 15 | 26—32 | 2,0—2,2 |
| Полосовые при периферийном прогреве: | | | |
| односторонние при толщине конструкции: | | | |
| 0,2 м | 5 | 0—12 | 0,6—0,8 |
| 0,2 м | 15 | 25—30 | 1,5—1,9 |
| 0,3 мм | 5 | 19—22 | 1,2—1,6 |
| 0,3 мм | 15 | 28—32 | 1,7—1,9 |
| двухсторонние при толщине конструкции: | | | |
| 0,3—0,4 м | 5 | 14—16 | 1,1—1,2 |
| 0,3—0,4 м | 8 | 22—26 | 1,7—1,8 |
| 0,4—0,6 м | 5 | 25—28 | 1,4—1,5 |
| >0,6 м | 5 | 22—32 | 1,6 и более |

Таблица 2

| Тип электродов | Толщина конструкции, м | Скорость подъема температуры, не более, °С/ч | Разность температуры в бетоне, °С | Температура градиентов, °С/см |
|---------------------------|------------------------|--|-----------------------------------|-------------------------------|
| Стержневые с размещением: | | | | |
| в виде плоских групп | Не ограничена | 12—15 | 19—23 | 1,5—2,0 |
| в шахматном порядке | | 12—15 | 31—35 | 1,9—2,1 |
| Пластинчатые | 0,3—0,4 | 12—15 | 26—32 | 2,9—2,2 |

полосовые электроды шириной 40 мм при расстоянии между соседними 200 мм, а также пластинчатые электроды из кровельной стали на продольных бортах опалубки. На электроды подавали напряжение 49...121 В в соответствии с диапазоном вторичного напряжения стандартных понижающих трансформаторов для электропрогрева бетона. Температуру бетона в разных зонах фрагментов измеряли с помощью хромелькапелевых термодпар, подключенных к автоматическому электронному потенциометру. Предварительное выдерживание бетона до начала прогрева продолжалось 0,5 ч, скорость подъема температуры 5...20 °С/ч, температура изотермического прогрева 60 или 80 °С, его продолжительность составляла соответственно 28 и 11 ч.

Опыты подтвердили известное положение о том, что на неравномерность температурного поля в бетоне влияет лишь расположение стержней в направлении от электрода к электроду. Стержни, расположенные перпендикулярно направлению тока в бетоне, не искажают электрического поля и не влияют на температурное поле.

На неравномерность температурного поля в бетоне влияет вид прогрева: сквозной с выделением теплоты в объеме всей конструкции и периферийный с выделением теплоты во всех или только некоторых периферийных зонах. Чем больше толщина конструкции (расстояние между периферийными зонами, через которые проходит электрический ток), тем больше при прочих равных условиях перепады температуры в бетоне. Это особенно сказывается при одностороннем периферийном прогреве, что побудило ограничить его примененной толщиной конструкции не более 0,3 м.

Большое влияние на неравномерность температурного поля в бетоне оказывают тип электродов и схема их размещения (табл. 1). Пластинчатые электроды, которые при прогреве неармированного бетона обуславливают наиболее равномерное температурное поле (неравномерность только за счет теплопотерь через ограждение конструкции), для прогрева армированных конструкций не эффективны, так как в защитном слое на контакте с арматурными узлами наблюдается повышенная плотность тока и

соответственно большее выделение теплоты, чем в других зонах. Значительная разница температуры в различных зонах конструкции отмечается при использовании стержневых электродов, размещенных в шахматном порядке.

Наиболее равномерное температурное поле в конструкциях с пространственным армированием наблюдается при использовании плоских групп стержневых электродов [1]. Лишь при очень густом армировании размещение в конструкции плоских электродных групп затруднительно.

Данные о неравномерности температурного поля в прогреваемых фрагментах конструкции получены при соблюдении правил расчета и производства работ, содержащихся в инструктивных документах. Обследование электропрогрева железобетонных конструкций на многих строительных площадках показало, что из-за несоблюдения правил размещения электродов, заданных температурных режимов, способов укрытия и утепления неравномерность температурного поля в натуральных конструкциях намного выше, чем в опытах. Например, при прогреве в Якутске балок-ростверков с использованием стержневых электродов, размещенных в шахматном порядке, перепады температуры в бетоне достигают 50 °С,

что на 10 °С выше полученных при прогреве фрагментов. При прогреве в Перми фундаментов-ростверков с помощью стержневых электродов разница температуры в бетоне достигла 74 °С, при прогреве тех же конструкций по рациональной технологии — на 49 °С меньше. При прогреве расположенными в шахматном порядке стержневыми электродами фундамента под железобетонную колонну разница температуры в бетоне составила 39 °С, тогда как при прогреве аналогичного фрагмента на 6 °С меньше.

При периферийном прогреве разность температуры в бетоне значительно выше, чем при сквозном прогреве. Для снижения неравномерности температурного поля при периферийном прогреве ограничивают скорость подъема температуры бетона и изотермического прогрева в зависимости от толщины конструкции. Целесообразно внести в инструктивные документы такие ограничения и для сквозного прогрева в соответствии с ориентировочными данными (табл. 2).

Опыты и обследования электропрогрева конструкций на строительных площадках показали, что во всех случаях при подъеме температуры неравномерность температурного поля растет, а при изотермическом прогреве незначительно уменьшается (на 4...8, редко

на 11 °С). Таким образом, наши данные не подтверждают распространения мнения о саморегулировании температуры при электропрогреве в результате уменьшения плотности тока и интенсивности выделения теплоты в более нагретых зонах. Мы считаем это обстоятельство важным, так как оно исключает выравнивание температуры в бетоне при электропрогреве и требует специальных мероприятий для уменьшения неравномерности температурного поля в прогреваемых конструкциях. Это особенно важно для конструкций, к бетону которых предъявляют повышенные требования по прочности и морозостойкости. К основным мероприятиям относятся: использование при сквозном прогреве в порядке возрастания неравномерности температуры в бетоне плоских групп стержневых электродов, пластинчатых и расположенных в шахматном порядке стержневых электродов; снижение напряжения на электродах уменьшением расстояния между ними; увеличение расстояния между электродами и арматурой путем рационального размещения электродов и выдерживания проектной толщины защитного слоя при использовании пластинчатых и полосовых электродов для периферийного прогрева; снижение скорости подъема температуры и температуры изотермического прогрева; эффективная теплоизоляция конструкций и гидроизоляция неопалубленной поверхности бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Вегенер Р. В. Электропрогрев бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1953. — 144 с.
2. Крылов Б. А. Вопросы теории, производства и применения электроэнергии для тепловой обработки бетона в разных температурных условиях: Автореф. дис... д-ра техн. наук. — М., 1969. — 48 с.
3. Абрамов В. С. Некоторые вопросы теории и технологии периферийного электропрогрева бетонных и железобетонных конструкций в зимних условиях: Автореф. дис... канд. техн. наук. — М., 1971. — 20 с.

Внимание специалистов!

Организация по договорной цене предлагает прибор для неразрушающего контроля прочности бетона — **молоток Кашкарова.**

Тел. 174-88-05, 171-67-00.

УДК 691.628.18

А. С. НИКИТИН, инж., В. П. СЕЛИВАНОВ, канд. техн. наук, Н. С. КАЗАНИР, инж. (Санкт-Петербургское высшее военное инженерное строительное училище)

Влияние возраста бетона несъемной железобетонной опалубки на сцепление ее с монолитным бетоном конструкции

Опыт проектирования и строительства различных монолитных конструкций показал, что большой резерв повышения производительности труда и эффективности строительного производства заложен в совершенствовании опалубочных работ. В настоящее время, например, при возведении монолитных конструкций только подземной части зданий на опалубочные работы, расходуются значительные материальные ресурсы — более 3,5 млн м³ пиломатериалов, 30 тыс. т стального проката и около 40 % трудозатрат общей трудоемкости возведения данных конструкций. Существенно снизить трудозатраты при сооружении монолитных конструкций позволяет использование несъемной опалубки. Наиболее эффективна тонкостенная железобетонная опалубка из мелкозернистого бетона толщиной до 100 мм, включаемая при расчетах в работу монолитных конструкций [1, 2].

Для повышения прочности и долговечности монолитных конструкций, бетонлируемых в несъемной опалубке, необходимо обеспечить надежное сцепление данной опалубки с обычным тяжелым бетоном. На сцепление бетонов в швеконтакте влияет возраст бетона несъемной опалубки.

Сцепление между несъемной опалубкой и монолитным бетоном конструкции зависит от соотношения адгезии и когезии [2]. Адгезионное взаимодействие между бетоном происходит значительно лучше в том случае, если в бетоне несъемной опалубки еще достаточно интенсивно происходит набор прочности. При бетонировании конструкции в несъемной опалубке в ранние сроки (7...14 сут) можно повысить сцепление бетона опалубки с монолитным бетоном конструкции.

С этой целью исследовали прочность шва-контакта между бето-

ном опалубки и конструкции в зависимости от возраста мелкозернистого бетона. Прочность шва-контакта оценивали по результатам испытаний двухслойных образцов-кубов и образцов-призм на срез и растяжение при разрыве по значениям нормальных и тангенциальных сцеплений [2].

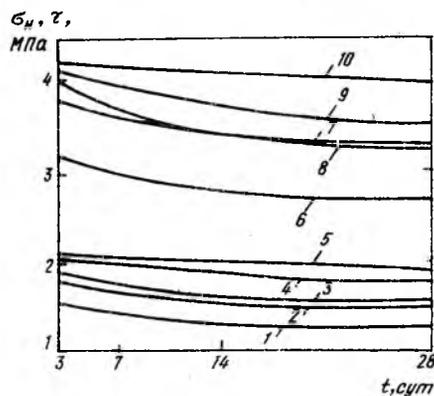
Для экспериментов использовали двухслойные образцы-кубы с ребром 100 мм и образцы-призмы размером 100×100×200 мм по методике [3, 4]. Образцы устанавливали в два этажа. Сначала бетонировали первые половинки образцов размером 100×100×50 мм (для кубов) и 100×100×100 мм (для призм) из мелкозернистой бетонной смеси с различными способами обработки ее наружной поверхности, а затем — вторые половинки из крупнозернистой бетонной смеси с добавкой С-3. Бетонные смеси уплотняли на лабораторной виброплощадке. Всего испытали на срез и растяжение при разрыве по двадцать серий из шести образцов в каждой. Серии отличались различными способами обработки наружной поверхности бетона опалубки в швеконтакте, возрастом бетона опалубки во время укладки второго слоя из тяжелого бетона и порядком хранения первых половинок образцов из мелкозернистого бетона. Состав мелкозернистого бетона: ПЦ-590, песок речной — 1470, вода 242 кг/м³, $M_w/M_c=0,41$, кремнийорганическая жидкость № 136-41 — 0,15 % массы цемента, $O. K.=6...8$ см.

Наружную поверхность обрабатывали нарезкой борозд глубиной 8...12 мм с шагом 20...30 мм под углом 45 % к граням образца, втапливанием в свежееуложенную бетонную смесь наполовину высоты зерен гранитного щебня фракций 10...20 мм, зерен гравия фракции 10...20 мм или металлической стружки.

Состав основного бетона: ПЦ —

| Способ обработки наружной поверхности мелкозернистого бетона в шве-контакте | Прочность шва контакта МПа, в зависимости от возраста бетона опалубки, сут | | | |
|---|--|-----------|-----------|-----------|
| | 3 | 7 | 14 | 28 |
| — | 3,15/1,50 | 3,02/1,43 | 2,81/1,35 | 2,72/1,30 |
| Втапливание зерен гравия фракций 10—20 мм на половину высоты в свежеложенный мелкозернистый бетон | 3,98/1,76 | 3,70/1,70 | 3,42/1,60 | 3,30/1,52 |
| То же гранитного щебня | 4,14/2,04 | 4,04/1,98 | 3,72/1,87 | 3,51/1,78 |
| Втапливание металлической стружки на половину высоты в свежеложенный мелкозернистый бетон | 3,94/1,85 | 3,75/1,76 | 3,45/1,64 | 3,28/1,56 |
| Нарезка борозд в свежеложенном бетоне опалубки глубиной 8—12 мм с шагом 20—30 мм | 4,20/2,09 | 4,16/2,06 | 4,12/2,00 | 3,96/1,90 |

Примечания: 1. Перед чертой — тангенциальное сцепление τ между бетонами, после черты — нормальное сцепление σ_n . 2. Средняя прочность на сжатие тяжелого бетона с добавкой С-3 составляла 40,1 МПа.



Изменение нормального σ_n и тангенциального τ сцепления между несъемной опалубкой и монолитным бетоном в зависимости от возраста бетона и способов обработки наружной поверхности

1...6 — для необработанной наружной поверхности несъемной опалубки, 2, 7; 3, 8; 4, 9; 5, 10 — для обработанной наружной поверхности несъемной опалубки вследствие втапливания в свежеложенный бетон на половину диаметра зерен гравия фракции 10...20 мм, металлической стружки, зерен гранитного щебня фракции 10...20 мм, а также нарезки борозд в свежеложенном бетоне глубиной 8...12 мм с шагом 20...30 мм

440, гранитный щебень фракций 5...10 и 10...20 мм — 1160, песок — 610, вода — 176 кг/м³; $M_w/M_c=0,4$, С-3 — 0,7 % массы цемента.

Исходными материалами для получения бетонов были портландцемент марки 400 Пикалевского завода (активность 30...37 МПа, нормальная плотность цементного теста $24,5 \pm 1,5$ %, содержание C_3A — 8,9 %), речной песок с $M_k=3,1$; песок с $M_k=2,4$ и пустотностью 41,3 %, влажностью 3,2 % и предельной крупностью зерен 6 мм, удовлетворяющий требованиям ГОСТ 8738; гранитный щебень плотностью 2,68 г/см³ и пустотностью 31 % (в уплотненном состоянии); вода питьевая; суперпластификатор С-3 согласно ТУ 6-14-625 с концентрацией 36 %, кремнийорганическая жидкость № 136-41 по ГОСТ 10834. Отформованные половинки образцов 8 ч выдерживали в помещении при температуре наружного воздуха 20 °С, затем помещали в пропарочную камеру и в течение 24 ч подвергали обработке теплым воздухом при $t_{из}=40$ °С и $W=85...90$ %. После этого половинки образцов хранили в камере нормального твердения

до начала укладки второго слоя из тяжелого бетона. В 3-суточном возрасте с поверхности контактной зоны мелкозернистого бетона стальными щетками удаляли цементную пленку. При укладке второго слоя контактная поверхность находилась в горизонтальном положении. Крупнозернистую бетонную смесь укладывали на увлажненную поверхность мелкозернистого бетона. Его возраст к моменту укладки второго слоя составлял 3; 7; 14 и 28 сут. Полностью отформованные образцы хранили в камере нормального твердения. После твердения тяжелого бетона в течение 28 сут образцы испытали на срез и растяжение при разрыве.

Кубиковую прочность мелкозернистого бетона определяли в ходе испытаний образцов-кубов с ребром 100 мм согласно ГОСТ 10180. К моменту бетонирования второго слоя она составляла: через 3 сут — 21,2, через 7 сут — 26,4, через 12 сут — 28,1 и через 28 сут — 31,6 МПа.

Результаты статических испытаний образцов на срез и растяжение при разрыве приведены в таблице. Характер изменения прочно-

сти шва-контакта между мелкозернистым и тяжелым бетонами в зависимости от возраста бетона опалубки и способов обработки его наружной поверхности представлен на рисунке. Экспериментами установлено, что возраст мелкозернистого бетона влияет на сцепление с тяжелым бетоном. У образцов всех серий в возрасте 3...7 сут повышалась прочность шва-контакта независимо от способа обработки наружной поверхности бетона опалубки по сравнению с прочностью шва-контакта у образцов тех серий, где возраст мелкозернистого бетона составлял 28 сут. Например, при возрасте бетона опалубки 7 сут прирост прочности шва-контакта составил до 15 % в зависимости от способа обработки поверхности мелкозернистого бетона в шве-контакте. При нарезке борозд в свежеложенном бетоне опалубки прочность шва-контакта превышала прочность однородных монолитных образцов из мелкозернистого бетона на срез и растяжение при разрыве. Разрушение образцов происходило, в основном, по бетону опалубки.

Следовательно, бетонирование конструкций в несъемной опалубке в ранние сроки (3...7 сут) позволяет повысить сцепление с монолитным бетоном по сравнению с аналогичным показателем при возрасте 28 сут на 10...15 %.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Туголуков А. М., Рабинович Ф. Н., Фролов Ю. В. Совершенствование несъемной опалубки для монолитных конструкций // Промышленное строительство. — 1983. — № 11. — С. 17—21.
2. Мацкевич А. Ф. Несъемная опалубка монолитных железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1987.
3. Васильев Е. Б. Пролетные строения железобетонных мостов с гидрозащитным слоем. — М.: Транспорт, 1982.
4. Гвоздев А. А., Васильев А. П., Дмитриев С. А. Изучение сцепления нового бетона со старым. — ОНТИ, 1936.

УДК 624.074.4:69.059.22

А. В. ЗАБЕГАЕВ, канд. техн. наук, А. С. КАМБАРОВ, инж. (МИСИ)

Деформирование замкнутых цилиндрических оболочек при действии ударных нагрузок

В последние годы при проектировании объектов различного назначения все чаще возникает необходимость расчета строительных конструкций на интенсивные ударные воздействия аварийного характера [1]. Во многих сооружениях основными конструкциями, воспринимающими подобные воздействия, являются железобетонные цилиндрические оболочки (опоры путепроводов, эстакад, фонарные столбы, опоры речных и морских сооружений, мостов, защитные оболочки АЭС и т. п.) [2].

Характерными особенностями указанных воздействий по сравнению с известными из военной техники высокоскоростными ударами снарядов и т. п. относительно малой массы и диаметра являются низкие значения начальной скорости удара V_0 , относительно высокая масса M_s и диаметр ударника d .

Исследования конструкций рассматриваемого типа при резких низкоскоростных ударах крайне ограничены, а методика их расчета, учитывающая особенности железобетона, нуждается в специальном обосновании.

В связи с этим в МИСИ и Томском инженерно-строительном институте исследовали работу железобетонных цилиндрических оболочек, защемленных одним торцом при локальных статических и низкоскоростных ударных нагружениях. Удар по оболочке наносили на специальной копровой установке свободно падающим грузом с плоской сплошной стальной цилиндрической носовой частью (индентором). При этом образец находился в горизонтальном положении (рис. 1).

Испытанные образцы имели наружный диаметр 410, толщину 60 мм. Их цилиндрическая часть длиной 900 мм монолитно заделана в квадратном основании размером 600×600, высотой 300 мм. Образцы

армировали по толщине сеткой в два ряда, вязаной из проволоочной арматуры класса Вр-1. Проволоку предварительно подвергали электротермической обработке. Часть образцов имела внутреннюю сплошную металлическую листовую облицовку толщиной $\delta=1$ мм.

Варьируемыми параметрами образцов были процент армирования, диаметр индентора, начальная скорость ударника (в момент начала

контакта ударника с оболочкой) V_0 (см. таблицу).

При статических испытаниях оболочку устанавливали на силовой пол в горизонтальном положении. Статическую нагрузку создавали гидравлическим домкратом и поэтапно передавали через индентор на оболочку. В процессе нагружения измеряли деформации на арматуре и на поверхности оболочки, а также общие перемещения.

При динамических испытаниях удар наносили на расстоянии 50 см от защемленного торца оболочек. Тензорезисторами измеряли деформации на поверхности оболочки (см. рис. 1) и на арматуре, а датчиками ускорений — ускорения образца. Электрические сигналы от

| Марка образцов | R_p , МПа | μ_r , % | μ_r , % | δ , мм | d , мм | V_0 , м/с |
|----------------|-------------|-------------|-------------|---------------|----------|-------------|
| СД-2.6* | 22,5 | 1,3 | 0,88 | 60 | 60 | 1,92 |
| СД-3.6 | 23,1 | 1,3 | 0,88 | 60 | 60 | 1,92 |
| СД-3.6 | 23,1 | 1,3 | 0,88 | 60 | 60 | 4,43 |
| СД-3.12 | 23,0 | 1,3 | 0,88 | 60 | 120 | 1,92 |
| СД-3.12 | 23,0 | 1,3 | 0,88 | 60 | 120 | 5,42 |
| СД-2.12* | 22,0 | 1,3 | 0,88 | 60 | 120 | 1,92 |
| СД-2.12* | 22,0 | 1,3 | 0,88 | 60 | 120 | 5,42** |
| СО-1.6 | 24,0 | 2,02 | 1,31 | 60 | 60 | — |
| СО-2.6 | 23,0 | 1,3 | 0,88 | 60 | 60 | — |
| СО-1.12 | 23,8 | 2,02 | 1,31 | 60 | 120 | — |

Примечание. При $V_0=1,92$ трещин не наблюдалось, при $V_0=5,42$ — местное пробивание.

* Образцы с металлической облицовкой.

** Местные трещины. При статических испытаниях наблюдалось местное пробивание.

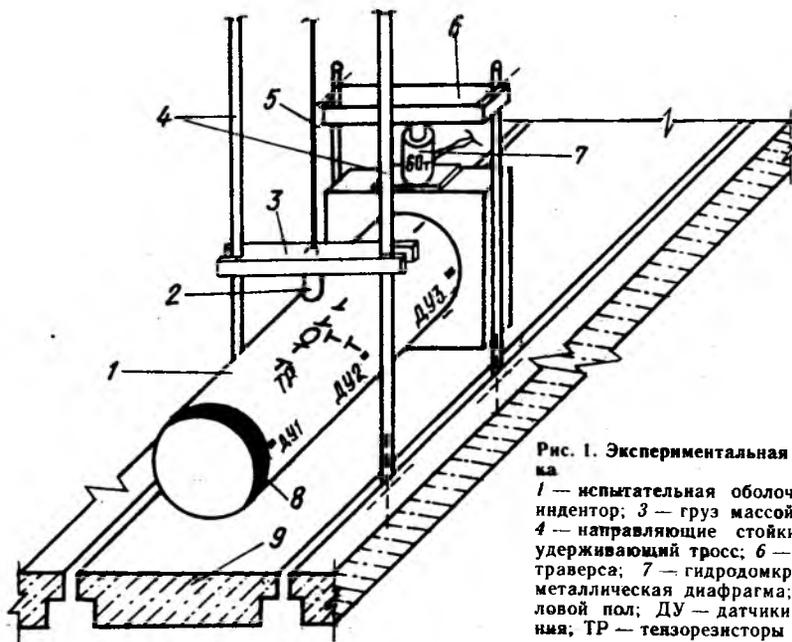


Рис. 1. Экспериментальная установка
1 — испытательная оболочка; 2 — индентор; 3 — груз массой 115 кг; 4 — направляющие стойки; 5 — удерживающий трос; 6 — съемная траверса; 7 — гидродомкрат; 8 — металлическая диафрагма; 9 — силовой пол; ДУ — датчики ускорения; ТР — тензорезисторы

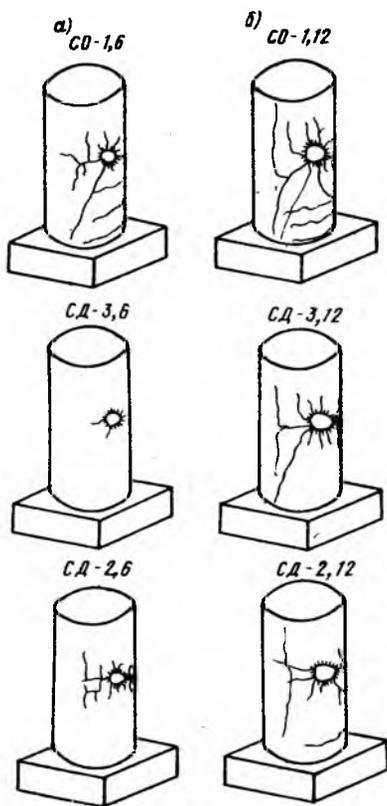


Рис. 2. Схемы трещинообразования и разрушения железобетонных оболочек а — при $d/\delta=1$; б — при $d/\delta=2$

тензорезисторов и датчиков ускорений передавали через усилители на осциллограф. Перед ударными испытаниями производили тарировку тензорезисторов и датчиков ускорений.

Контактную силу $F(t)$ фиксировали динамометрическим элементом, вмонтированным в индентор.

При статических испытаниях в процессе нагружения появились трещины как общего, так и местного характера (рис. 2). В результате общего деформирования образовались нормальные трещины между зоной приложения нагрузки и заделкой, а также наклонные трещины от площадки контакта к заделке, ориентированные под углом 40° к оси цилиндра. Число наклонных трещин с увеличением диаметра индентора увеличивалось. Кроме этого возникли трещины трех типов, вызванные локальными деформациями (образцы СО-1.6 и СО-1.12); трещины, проходящие через площадку контакта под углом к оси цилиндра; трещины, перпендикулярные к оси ци-

линдра; криволинейные трещины по боковым граням, протяженность которых зависела от диаметра индентора.

Разрушение оболочек носило локальный характер и было вызвано продавливанием с образованием усеченного конуса.

В ударных испытаниях железобетонных оболочек было обнаружено, что при малых отношениях d/δ (где δ — толщина оболочки) разрушение имеет характер пробивания без заметного развития системы локальных и общих трещин (образцы СД-3.6 и СД-3.12). При отношениях $d/\delta=2$ трещины, характерные для общего деформирования не появились, однако система трещин вокруг контактной зоны была близка по характеру к системе локальных трещин статически нагруженных образцов. Разрушение в обоих случаях носило характер пробивания, однако, для его достижения при $d/\delta=2$ потребовалось увеличить скорость падения груза V_0 до 5,42 м/с, тогда как при $d/\delta=1$ $V_0=4,43$ м/с.

При ударных испытаниях оболочек с внутренней облицовкой наклонные трещины общего деформирования отсутствовали, хотя были отмечены заметные нормальные трещины в основании заделки (образцы СД-2.6 и СД-2.12). Это объясняется тем, что поглощение энергии в контактной зоне в этом случае меньше, чем в обычных оболочках, поэтому большая часть энергии передается на общее деформирование конструкций. В системе локальных трещин преобладают трещины 2-го и 3-го типов, причем в отличие от описанных ранее, трещины 3-го типа появляются в нескольких уровнях, отстоящих примерно на одинаковых расстояниях друг от друга, начиная от площадки контакта (см. рис. 2).

Характер разрушения зависел от отношения d/δ . При малых значениях d/δ произошло пробивание железобетонной части оболочки при $V_0=4,43$ м/с, сопровождающееся значительными местными деформациями металлической облицовки.

При больших значениях d/δ разрушения оболочек достичь не удалось, несмотря на увеличение начальной скорости груза до 5,42 м/с.

При этом внедрение индентора в бетон достигло $1/60$ толщины оболочки.

Было также проведено сопостав-

ление опытных данных с результатами расчета оболочек на местное действие удара по предложенным нами ранее формулам [4], показавшее удовлетворительное их соответствие (до 18 % в запас прочности конструкций).

При ударных нагружениях оболочек без внутренней облицовки основную роль играет локальное деформирование конструкций. При этом повышение d/δ увеличивает диаметр зоны с трещинами, т. е. зоны с пониженной жесткостью. В оболочках с внутренней облицовкой необходимо учитывать как местные, так и общие деформации конструкций, поскольку облицовка является дополнительным фактором, препятствующим локальному поглощению энергии. Содержание арматуры мало влияло на характер и параметры разрушения конструкций, что подтверждают данные [3, 5].

Выводы

Получены схемы трещинообразования и разрушения цилиндрических оболочек при резких низкоскоростных ударах. Сопоставление полученных экспериментальных данных с результатами расчета по формулам для определения минимальной толщины откола и пробивания в плитах и оболочках, предложенное в [4], показало их удовлетворительную сходимость. Полученные данные представляют основу для разработки теоретических моделей расчета железобетонных замкнутых цилиндрических оболочек.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Забегаев А. В. Исследование железобетонных конструкций при высокоинтенсивных ударных нагружениях // Бетон и железобетон.— 1986.— № 6.— С. 29—30.
2. Забегаев А. В. К определению аварийных ударных нагрузок на строительные конструкции // Строительная механика и расчет сооружений.— 1988.— № 1.— С. 5—9.
3. Лужин О. В., Забегаев А. В., Кудерин М. К. Особенности деформирования железобетонных плит при ударных воздействиях // Бетон и железобетон.— 1990.— № 2.— С. 35—36.
4. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С., Забегаев А. В. Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки.— М.: Высшая школа, 1992.— 260 с.
5. Sliter G. E. Assessment of Empirical Concrete Impact Formulae // Journal of the Structural Division.— No. 5.— May.— 1980.— P. 1023—1045.

О коэффициенте безопасности C для оценки прочности конструкций при испытании

Повышение расчетных сопротивлений арматуры и смягчение требований норм к трещиностойкости позволили уменьшить расход стали в железобетонных конструкциях, что привело к снижению их фактической прочности. В результате конструкции, запроектированные по методике СНиП 2.03.01—84, не всегда могут выдержать при испытании контрольные нагрузки по прочности, определяемые умножением расчетных нагрузок на коэффициент безопасности C по ГОСТ 8829, значения которого за последнее десятилетие почти не изменились.

Наиболее простой путь устранения противоречий между требованиями СНиПа и ГОСТа, предложенный в [1, 2] и поддержанный другими авторами [3, 4], состоит в применении не жестко заданных значений C (как это принято ныне), а определенных расчетным путем на стадии проектирования конструкций: $C^{теор} = F^{теор} F$ (где $F^{теор}$ — теоретическая разрушающая нагрузка или теоретическая несущая способность, подсчитанная с использованием среднестатистической прочности материалов; F — расчетная нагрузка или расчетные усилия).

При всей убедительности такого подхода нельзя, однако, не учитывать резкое падение качества сборного железобетона в последние годы: недопустимые отклонения размеров сечения, положения рабочей арматуры, прочности бетона, усилия натяжения напрягаемой арматуры и пр. Снижение надежности конструкций вызывает также низкий уровень эксплуатации зданий и сооружений: не предусмотренные проектом перегрузки, ослабление сечений приваркой всевозможных подвесок к обнаженной арматуре, коррозию арматуры и бетона и т. д..

В связи с этим целесообразно установить минимальные значения коэффициента C для выполнения

условия $C^{теор} \geq C$. Если условие не выполняется, то следует повысить несущую способность конструкции усилением армирования, увеличением прочности бетона и т. п., даже если этого не требуют нормы обеспечения расчетной прочности. Минимальные значения C необходимо устанавливать по результатам сбора и анализа статистического материала о нарушениях технологии изготовления и правил эксплуатации. Это потребует больших затрат, поэтому временным выходом может стать априорное назначение ГОСТом минимальных значений C с учетом поведения конструкций перед обрушением. В частности, более низкие значения C следует устанавливать для конструкций, имеющих пластический характер разрушения с большими трещинами и прогибами. Для внезапно разрушающихся конструкций от раздавливания сжатого бетона и разрыва арматуры значения C необходимо назначать самыми высокими. К подобному типу следует отнести и опорные участки изгибаемых элементов независимо от причины разрушения, которые труднодоступны для наблюдения и не проявляют иных симптомов опасного состояния, кроме наклонных трещин. Перечисленные особенности в целом отражены в действующем ГОСТе, следовательно, необходимо лишь пересмотреть существующие значения коэффициента C в сторону некоторого уменьшения.

Особого внимания заслуживает требование ГОСТа (переписываемое во все его издания без изменения с 1966 г.) об отбраковке преднапряженных конструкций в том случае, если смещение арматуры в торцах превысило 0,1 мм раньше, чем нагрузка при испытании достигла 1,4 расчетной ($C = 1,4$). Между тем, по результатам исследований конструкций с канатной арматурой [1, 5 и др.] смещение 0,1 мм свидетельствует о начале нарушения сцепления ар-

матуры с бетоном, после чего нагрузка может возрасти в 1,5...2 раза, а смещение превысить 3...5 мм. Даже дополнительная продольная ненапрягаемая арматура, устанавливаемая в опорных участках специально для усиления наклонных сечений, не может предотвратить раннего начала смещения витой арматуры. Выходом из этого тупикового положения должен стать отказ от величины смещения 0,1 мм в качестве критерия прочности опорных участков.

Таким образом, для оценки прочности конструкций при испытании необходимо использовать теоретические значения коэффициента безопасности $C^{теор}$, определяемые на стадии проектирования с учетом среднестатистической прочности материалов. При этом значения $C^{теор}$ следует принимать не ниже минимальных значений C , устанавливаемых ГОСТом, исходя из анализа реальной надежности конструкций. Прочность опорных участков необходимо оценивать по единому коэффициенту C независимо от причины разрушения и смещения канатной арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Габрусенко В. В., Коновалов А. В., Беликов В. А. Преднапряженные ригели серии ИИ-04 с канатной арматурой // Бетон и железобетон. — 1985. — № 6. — С. 20—22.
2. Габрусенко В. В. Об одном резерве экономии арматуры в железобетонных конструкциях // Экономичное армирование железобетонных конструкций: Тез. докл. Всесоюз. координац. совещания. — Бишкек, 1990. — С. 89—91.
3. Макарышев В. П., Оселедко С. А. Оценка прочности сборных железобетонных конструкций при контрольном испытании на производстве // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 4—5.
4. Колчунов В. И., Залесов А. С. Нормирование контрольной испытательной нагрузки при проверке прочности железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1992. — № 2. — С. 15—16.
5. Днаковский В. Г., Габрусенко В. В. Экспериментальное определение параметров сцепления витой арматуры с бетоном в концевых участках изгибаемых элементов // Строительные конструкции: Тр. НИИЖТ. — Вып. 116. — Новосибирск, 1970. — С. 36—49.

Прочность сжатых железобетонных колонн по наклонным сечениям

Влияние продольной силы на прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям до сих пор недостаточно изучено. Проведенными ранее исследованиями установлено положительное влияние продольной сжимающей силы на сопротивление элементов поперечной силе [1, 2]. По СНиП 2.03.01—84 определено, что продольная сжимающая сила увеличивает поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, \approx в 1,5 раза.

$$Q_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n) \frac{R_{bt} b h_0^2}{c} \geq \geq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (1)$$

$$\text{где } \varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} \leq 0,5.$$

В нормах [3] также принято увеличение воспринимаемой поперечной силы в зависимости от продольной сжимающей силы

$$Q_b = [0,25 R_{bt} (1,6 - h_0) \times \times (1,2 + 40\mu) + 0,15 \sigma_{br}] b h_0, \quad (2)$$

$$\text{где } \sigma_{br} = \frac{N}{b h}.$$

В нашей стране при проектировании железобетонных каркасов зданий не проверяют колонны по поперечной силе, так как практика применения таких каркасов свидетельствует, что при обеспечении несущей способности колонны по нормальному сечению ее несущая способность по наклонному сечению также обеспечена. Но если произвести контрольные расчеты этих колонн по поперечной силе согласно методике СНиПа, то для многих типовых колонн сопротивление поперечной силе не обеспечено. Например, по расчетам авторов в пристеновой колонне К5а-3-2 серии 1.420—12 5-этажного промздания на уровне пола второго этажа действует расчетная поперечная сила 183 кН. По методике СНиПа рассчитанное сопротивление поперечной силе колонны

составляет 151 кН. Следовательно, СНиП недооценивает сопротивление поперечной силе сжатых железобетонных колонн.

Для выяснения действительной прочности сжатых элементов по поперечной силе в зависимости от силы сжатия провели эксперименты, для которых изготовили 20 моделей колонны К5а-3-2 в масштабе 1:2. Поперечное сечение и характеристики бетона и арматуры моделей показаны на рис. 1. Про-

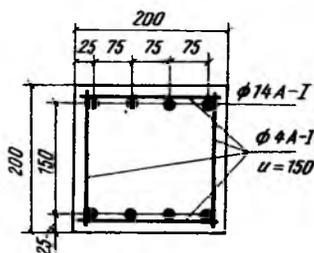


Рис. 1. Поперечный разрез моделей

дольное усилие N создавали 500-тонным гидравлическим прессом, а для нагружения моделей изгибающим моментом и поперечной силой понадобилось разработать специальное устройство. Схема приложения нагрузок к модели показана на рис. 2, а характер разрушения на рис. 3. Усилие T в натяжке создавали домкратом и измеряли манометром насосной установки, а продольную силу N_1 — манометром прессы. Наибольший по высоте модели изгибающий момент, поперечная сила и продольная сила связаны усилиями T и N

$$\left. \begin{aligned} M &= LT \sin \alpha; \\ Q &= T \cos \alpha = 2L \frac{T \sin \alpha}{H}; \\ N &= N_1 + T \sin \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Поперечная сила и изгибающий момент при разрушении моделей

показаны на рис. 4, там же приведены зависимости $Q_m = f(N)$ и $M_m = f(N)$, которые рассчитаны по методикам СНиПа и [3], пользуясь величинами средней прочности бетона и арматуры.

Проведенные эксперименты свидетельствуют, что отказ от учета поперечной силы при проектировании железобетонных колонн по методике СНиПа оправдан, так как их разрушение происходит при исчерпании сопротивления изгибающему моменту. При больших сжимающих силах (для данных моделей > 500 кН) действующие изгибающие моменты при разрушении превышают расчетные изгибающие моменты. Это объясняется тем, что при нагружении колон-

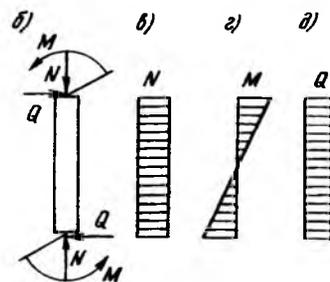
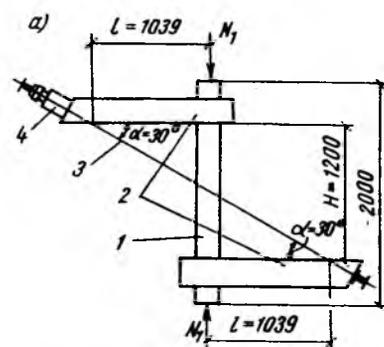


Рис. 2. Схема приложения нагрузок к испытанным моделям (а), расчетная схема модели (б) и эпюры (в...д)
1 — модель; 2 — нагрузочное устройство; 3 — натяжка; 4 — домкрат

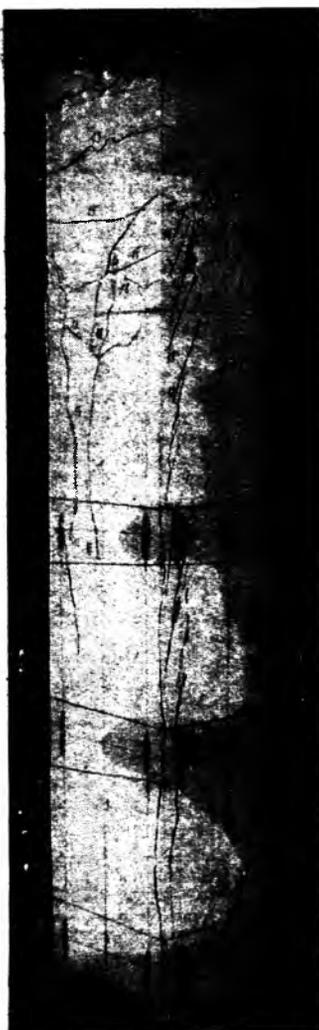


Рис. 3. Характер разрушения моделей
 а — нагрузка, соответствующая точке 4 на рис. 3; б — то же, точке 5

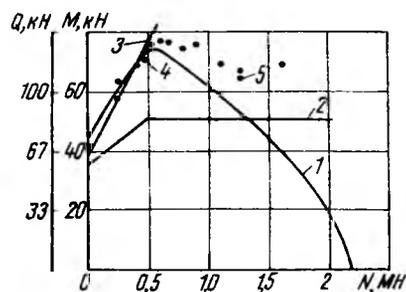


Рис. 4. Зависимости предельных изгибающих моментов и поперечных сил от силы сжатия
 1 — $M_m=f(N)$ по СНиПу; 2 — $Q_m=f(N)$ по СНиПу; 3 — $Q_m=f(N)$ по [3]; 4, 5 — характерные точки

ны как в моделях, так и действительных конструкциях, создается пространственное напряженное состояние в бетоне сжатой зоны, вследствие чего возрастает прочность. При разрушении по сжатой зоне повышенная прочность бетона вызывает увеличение разрушающего изгибающего момента.

Расчет по сопротивлению поперечной силе по СНиПу дает для сжатых колонн значительно меньшую (для данных моделей до

1,5 раза) предельную поперечную силу, чем наблюдается на самом деле. Методика [3] определения сопротивления поперечной силе дает хорошее совпадение с опытными данными.

Необходимо провести дальнейшие эксперименты с большей продольной арматурой, чтобы наклонное сечение не разрушалось от изгибающего момента, что дало бы возможность выяснить, при какой нагрузке разрушение происходит от поперечной силы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Залесов А. С., Манлян Р. А., Шенна С. Г. Прочность элементов при поперечном изгибе с продольными сжимающими силами высокого уровня // Бетон и железобетон.— 1984.— № 3.— С. 34—35.
2. Мамедов Г. М., Алиев Р. Д. Учет продольной арматуры и преднапряжения в оценке прочности наклонных сечений // Бетон и железобетон.— 1984.— № 3.— С. 32—33.
3. Commission of the European Communities. Industrial Processes, Building and civil engineering. Eurocode N 2: Design of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings.— 1989.

Вниманию специалистов!

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

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

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

Бологодская областная универсальная научная библиотека

Поведение составных оболочек при высоких уровнях нагружения с учетом предыстории нагружения

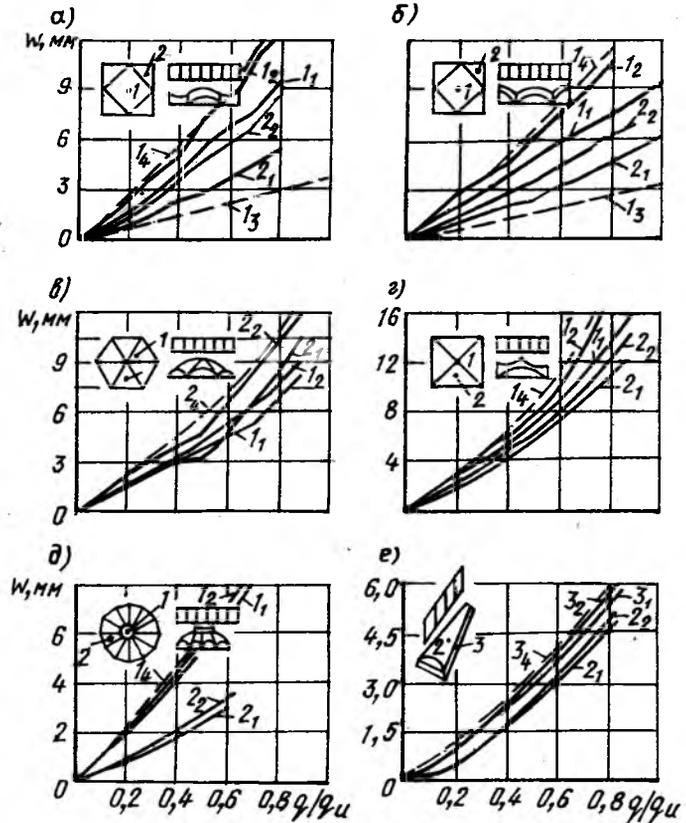
Внедрение железобетонных составных оболочек для различных регионов требует исследования их напряженно-деформированного состояния в эксплуатационной стадии с учетом влияния температуры и влажности, а также особенностей работы [1].

Для экспериментов использовали модели составных оболочек пролетами 1,8; 3,2; 4,8 и 12 м, полигональных оболочек пролетами 1,8; 3 и 4,8 м; конического купола \varnothing 3,6 и сборных конических панелей оболочки при кратковременном и длительном нагружении, достигающих высокого уровня разрушающих нагрузок.

При нагружении моделей оболочки кратковременной нагрузкой до разрушения выявили нелинейную зависимость между прогибом и нагрузкой (рис. 1). Характер деформирования зависел от продолжительности выдерживания под нагрузкой и от вида исследуемых оболочек. Наиболее деформативными являлись составные оболочки с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны, наименее деформативными — полигональная оболочка положительной кривизны и конический купол.

Разгрузка моделей оболочки показала, что остаточные прогибы для составных оболочек с боковыми элементами отрицательной и положительной кривизны составили 14 и 16 %, для полигональной оболочки отрицательной и положительной кривизны 9,7 % и 7,5 %, для конического купола и составляющих его сборных панелей — 2,5 и 3,7 %. Аналогичный характер наблюдался при нагружении и разгрузке для фибровых деформаций на внутренней и внешней поверхностях оболочки. Следует отметить, что остаточные деформации после разгрузки на 10...20 % больше, чем остаточный прогиб оболочки. Это объясняется частичным закрытием трещин, особенно при высоких уровнях нагружения. Разрушающая нагрузка для со-

Рис. 1. Зависимость прогибов оболочки от равномерно распределенной нагрузки (для точек 1...3)
 а, б — составные оболочки с боковыми элементами отрицательной и положительной гауссовой кривизны; в, г — то же региональные оболочки; д, е — конический купол и составляющие конические панели оболочки; 1₁, 2₁, 3₁ — продолжительность выдерживания при нагружении по 10 мин; 1₂, 2₂, 3₂ — то же по 45 мин; расчет в линейной (1₁) и нелинейной (1₂, 2₁ и 3₁) постановке (— — —)



ставных оболочек с боковыми элементами отрицательной и положительной кривизны составила 30 и 34,3; для полигональной оболочки отрицательной и положительной кривизны 14,3 и 24,7; для конического купола и для сборных конических панелей оболочки 27,5 и 24,57 кН/м².

Модели оболочки разрушились с образованием вмятины в поле и угловых зонах оболочки. Кроме того, наблюдалось разрушение по балочной схеме с достижением напряжениями предела текучести в натяжках контурных элементов.

Для оценки напряженно-деформированного состояния оболочки в эксплуатационной стадии мо-

дели оболочки загружали длительной нагрузкой. При этом напряженно-деформированное состояние оболочки, установившееся в момент нагружения, получило значительное развитие в результате роста неупругих деформаций (см. таблицу). При длительном нагружении моделей оболочки максимальные прогибы (рис. 2) и горизонтальные перемещения увеличились в 1,4...1,7 и 1,3...1,5 раза. Интенсивный их рост наблюдался в течение 30...60 сут после нагружения в зависимости от начального уровня нагружения, затем они стабилизировались. Дальнейшее их изменение сопровождалось влиянием температурно-влажностного воздей-

| Основные характеристики | Составные оболочки | | | | | ПолYGONальные оболочки | | Копице-ский купол | Сборные панели треугольного плана | |
|---|------------------------|---------|------------------------|---------|---------|-------------------------|-------------------------|-------------------|-----------------------------------|------|
| | отрицательной кривизны | | положительной кривизны | | | отрица-тельной кривизны | положи-тельной кривизны | | 1,8 | 1,8 |
| Размер оболочки, м | 12×12 | 3,2×3,2 | 12×12 | 1,8×1,8 | 1,8×1,8 | 3,0×3,0 | ∅ 1,8 | ∅ 3,6 | 1,8 | 1,8 |
| Средняя толщина оболочки, мм | 45 | 7,6 | 46,3 | 6,5 | 6,7 | 15 | 6,7 | 15 | 14,3 | 14,5 |
| Возраст к моменту испытаний, сут | 270 | 60 | 365 | 28 | 34 | 35 | 120 | 154 | 120 | 120 |
| Длительность наблюдений, сут | 2007 | 92 | — | 907 | 907 | 90 | — | 120 | 120 | 120 |
| Длительность нагрузка, кН/м ² | 2,9 | 4,0 | 2,9 | 24,7 | 14,4 | 9,6 | 16 | 4 | 9,6 | 19,2 |
| Прогиб к началу наблюдения, мм | 20,0 | 10,6 | 16,0 | 8,6 | 4,6 | 16,0 | 5,4 | 2,5 | 1,4 | 5,1 |
| | 23,0 | 11,2 | 18,5 | 9,3 | 5,1 | 18,7 | 6,4 | 2,8 | 1,6 | 5,8 |
| То же к концу наблюдения | 23,2 | 13,4 | — | 13,4 | 7,1 | 20,4 | — | 3,3 | 13,5 | 5,4 |
| | 26,2 | 15,6 | — | 14,3 | 8,0 | 23,2 | — | 3,6 | 1,6 | 5,9 |
| Разрушающая кратковременная нагрузка, кН/м ² | — | 10,6 | — | 34,3 | 34,3 | 16,8 | 24,7 | — | 24,6 | 24,6 |
| | 17,5 | 10,1 | 23,3 | 33,1 | 33,1 | 14,0 | 22,4 | 27,5 | 23,3 | 23,3 |
| То же длительная | — | 8,6 | — | 25,7 | 27,3 | 14,3 | — | — | 25,1 | 19,5 |
| | 13,7 | 8,1 | 17,3 | 23,5 | 26,1 | 14,0 | 18,3 | 22,4 | 22,5 | 19,7 |

Примечание. Над чертой — экспериментальные данные, под чертой — расчетные.

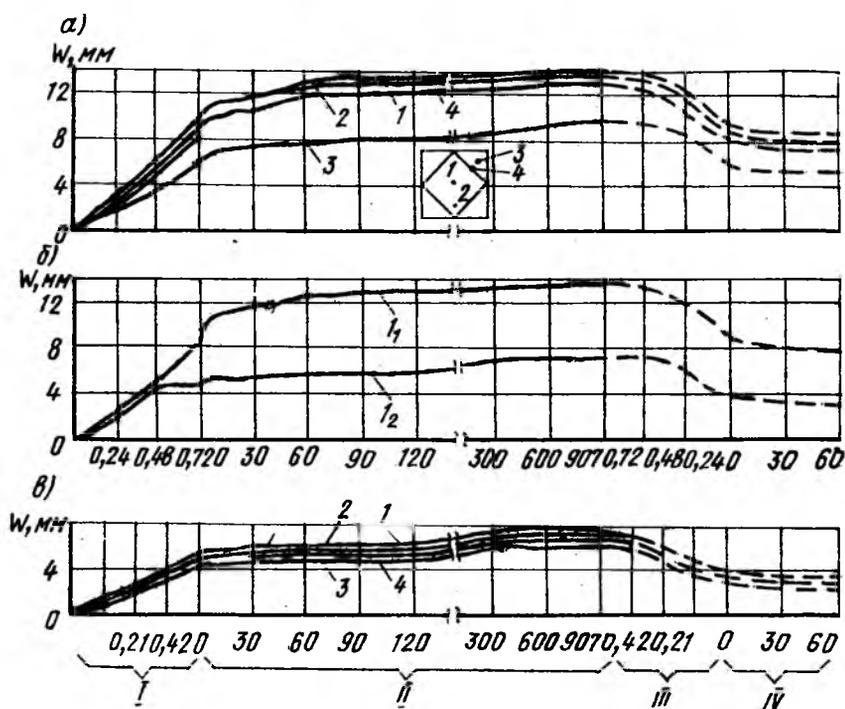


Рис. 2. Развитие прогибов моделей составных оболочек с боковыми элементами положительной кривизны от равномерно распределенной нагрузки (для точек 1...4) I — загрузка; II — длительное наблюдение; III — разгрузка; IV — наблюдение после разгрузки; а, в — $\eta=0,72$ и $0,42$; б — в зависимости от уровня загрузения ($q_u=34,3$ кН/м²); 1₁, 1₂ — уровень загрузения $\eta=0,72$ и $0,42$

вия. Так, для составных оболочек пролетом 1,8 м при длительности наблюдений 596 сут уменьшение температуры на 12 °С и увеличение влажности на 30 % привели к снижению прогиба оболочки на 27 %, что соответствует прогибам разгруженной оболочки при уровне $(0,2...0,25) q_u$. Дальнейшее повышение температуры и снижение влажности привели к возрастанию прогибов длительно загруженной оболочки.

При длительном загрузении фиб-

ровые деформации в наиболее напряженных зонах оболочки увеличивались в 2...2,75 раза (рис. 3). Нормальные усилия и изгибающие моменты для отдельных исследуемых зон возросли в 2,6 раза, при этом в некоторых зонах оболочки, где нормальные силы получили максимальное развитие, изгибающие моменты изменились незначительно и наоборот. В процессе длительного загрузения трещины, образованные в момент загрузения, увеличивались в 1,5...2 раза.

В приконтурных зонах и контурных элементах оболочки возникли новые трещины, которые не наблюдались ранее при кратковременном испытании перед разрушением. Это значительно снизило жесткость оболочек при длительном загрузении.

Разгрузка длительно загрузенных моделей оболочки позволила выявить нелинейные законы восстановления деформаций и перемещений, а также изменение их во времени. Интенсивное восстановление наблюдалось в течение 5...10 сут. Через 60 сут после разгрузки обратимые прогибы и деформации увеличились на 6 %.

Длительное загрузение моделей оболочек (120 сут...5,5 лет) увеличило остаточные прогибы и деформации для исследованных типов оболочек в 1,7...2,2 и 3...4,25 раза по сравнению с кратковременными испытаниями. Экспериментально установлено, что остаточные прогибы и деформации зависят от начального относительного уровня и длительности загрузения, от конструктивных типов исследуемых оболочек, а также от температурно-влажностного воздействия. При этом влияние последнего фактора было незначительным по сравнению с длительным загрузением оболочки.

Для оценки напряженно-деформированного состояния оболочки при кратковременном загрузении с учетом неупругих свойств железобетона, используя решения, базирующиеся на общих положениях расчета изгиба пологих оболочек в смешанной форме, изложенных в источниках [2...4],

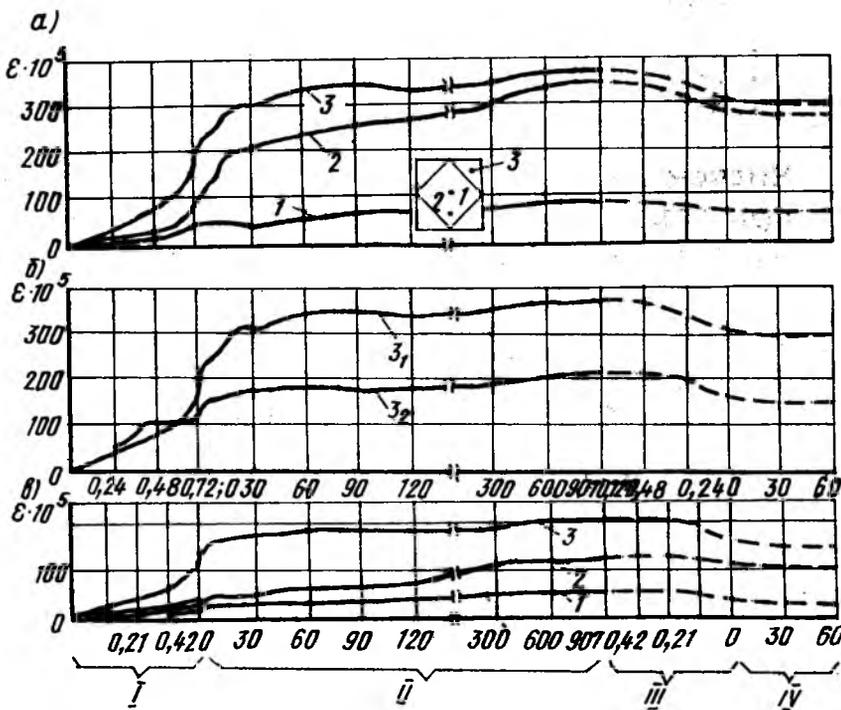


Рис. 3. Развитие относительных (верхних) фибровых деформаций моделей составных оболочек с боковыми элементами положительной кривизны от равномерно распределенной нагрузки (для точек 1...3)
 β_1, β_2 — при уровне загружений $\eta = 0,72$ и $0,42$; остальные условные обозначения см. рис. 2.

получена система уравнений в физически и геометрически нелинейной постановке

$$L_1(F, D_i) + L_2(\omega^\Delta, D_i) + F_{yy}(K_1 + \omega_{xx} + F_{xx}(K_2 + \omega_{yy}) - 2F_{xy}\omega_{xy} + q(x, y) = 0;$$

$$L_3(F, B_i) + L_4(\omega^\Delta, B_i) + \omega_{xx}\omega_{yy} - \omega_{xy}^2 + K_1\omega_{yy} + K_2\omega_{xx} - \omega_{0,xx}\omega_{0,yy} + \omega_{0,xy}^2 - K_1\omega_{0,yy} - K_2\omega_{0,xx} = 0,$$

где $\omega^\Delta = \omega - \omega_0$; ω, ω_0 — функции полного и начального прогибов; $L_1(F, D_i), L_2(\omega^\Delta, D_i), L_3(F, B_i), L_4(\omega^\Delta, B_i)$ — дифференциальные операторы, содержащие жесткостные коэффициенты D_i, B_i , функции усилий F и прогибов ω по координатам x и y .

Систему (1) решают с использованием итерационной процедуры метода переменных параметров упругости, применяя на каждом шаге приближения метод Бубнова—Галеркина. Распределение жесткостных коэффициентов D_i, B_i по поверхности оболочек аппроксимируется полиномом n -го порядка по методу наименьших квадратов в направлении координатных осей.

Для оценки напряженно-деформированного состояния оболочки при длительном нагружении с учетом влияния климатических условий, зависимости нелинейной теории ползучести для пространственного напряженно-деформированного состояния при постоян-

ном коэффициенте Пуассона $\nu = \nu(t, \tau) = \text{const}$ в соответствии с [5]

$$\varepsilon_{ij} = (2 - \delta_{ij}) \left\{ \frac{(1 + \nu)\sigma_{ij}(t) - \nu\delta_{ij}S(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t [(1 + \nu)\sigma_{ij}(\tau) - \nu\delta_{ij}S(\tau)] \frac{d}{d\tau} \times \left[\frac{1}{E(\tau)} \right] d(\tau) - \int_{\tau_1}^t [(1 + \nu)\sigma_{ij}(\tau) - \nu\delta_{ij}S(\tau)] F[\sigma_{ij}(\tau)] \times \frac{d}{d\tau} C(t, \tau) d\tau \right\} \quad (2)$$

где $\sigma_i = \sqrt{\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 - \sigma_{xx}\sigma_{yy} - 3\tau_{xy}}$; $S(t) = \sigma_{xx}(t) + \sigma_{yy}(t) + \sigma_{zz}(t)$; $F[\sigma_{ij}(\tau)] = 1 + \beta\sigma_{ij}^{m-1}(\tau)$; δ_{ij} — символ Кронкера:

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ 1 & i = j \end{cases}; F[\sigma_{ij}(\tau)] — функция, ха-$$

рактеризующая нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями ползучести бетона; $E(t)$ — переменный модуль упругости бетона; $C(t, \tau)$ — мера ползучести бетона; $C(t, \tau) = C(\infty, 28)\theta(\tau)/(t - \tau)$; β — параметр нелинейности: $\beta = \beta_1(\eta, R_{bn}) \times K_1(\eta, t - \tau)$; $C(\infty, 28)$ — предельная мера ползучести; $\theta(\tau), f(t - \tau)$ — функции, учитывающие влияние возраста и длительности нагружения на меру ползучести.

Нормированные параметры длительного деформирования $C(t, \tau)$

и β для высоких уровней нагружения с учетом влияния возраста и длительности нагружений, изменения температуры и влажности, от масштабного фактора и класса бетона приведены в источниках [6, 7].

Систему уравнений деформирования пологих оболочек в условиях нелинейной ползучести получим аналогично выводу системы (1), дифференцируя во времени все используемые соотношения и представляя выражение (2) в дифференциальной форме в соответствии с работами [4, 5]

$$L_1(\dot{F}, D_i) + L_2(\dot{\omega}, D_i) + \dot{F}_{yy}(K_1 + \omega_{xx}) + \dot{F}_{xx} \times (K_2 + \omega_{yy}) - 2\dot{F}_{xy}\omega_{xy} + F_{yy}\dot{\omega}_{xx} + F_{xx}\dot{\omega}_{yy} - 2F_{xy}\dot{\omega}_{xy} = -L_1(F, D_i(t)) - L_2(\omega^\Delta, D_i(t));$$

$$L_3(\dot{F}, B_i) + L_4(\dot{\omega}, B_i) + (K_1 + \omega_{xx})\dot{\omega}_{yy} + (K_2 + \omega_{yy})\dot{\omega}_{xx} - 2\omega_{xy}\dot{\omega}_{xy} = L_3(F, B_i(t)) - L_4(\omega^\Delta, B_i(t)),$$

где $D_i(t), B_i(t)$ — жесткостные коэффициенты, характеризующие параметры армированного сечения и нелинейной ползучести.

Для реализации прикладного метода составили алгоритм расчета составных оболочек на кратковременные и длительные нагрузки с учетом неупругих свойств железобетона и изменения температуры и влажности в эксплуатационной стадии. Выполнены расчеты железобетонных составных оболочек различной конфигурацией в плане на кратковременное и длительное нагружение, достигающие высокого уровня (см. рис. 1 и таблицу).

Анализом результатов расчета составных, полигональных оболочек и конического купола, нагруженных кратковременной и длительной распределенной нагрузкой, установлено удовлетворительное совпадение опытных данных для всех точек в рассматриваемых сечениях оболочки.

Проведенные экспериментально-теоретические исследования показали, что учет в расчетах физической и геометрической нелинейности позволяет учитывать специфику таких конструкций; отражает характер нелинейного деформирования при кратковременном и длительном нагружении, обеспечивая хорошее совпадение с экспериментальными данными. Это позволяет при проектировании более обосно-

ванно и рационально назначать конструктивное решение и армирование железобетонных составных оболочек.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Жуковский Э. З. Исследование составных оболочек с многоугольным планом для большепролетных зданий // Строительная механика и расчет сооружений.— 1983.— № 1.— С. 16—19.
2. Вольмир А. С. Устойчивость деформируемых систем.— М.: Наука, 1967.— 984 с.
3. Цурков И. С. К расчету балок, пластин и пологих оболочек на основе пластического течения // Исследование по теории сооружений.— Вып. XXII.— М.: Стройиздат, 1975.— С. 44—52.
4. Санжеровский Р. С., Токмурастов А. М. Анализ длительного деформирования пологих железобетонных оболочек в нелинейной постановке // Нелинейные методы расчета железобетонных пространственных конструкций: Тез. докл.— Белгород. Белгородский технологический ин-т, 1986.— С. 111—112.
5. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползуемости.— М.-Л.: Гостехтеоретиздат, 1952.— 323 с.
6. Раззаков С. Р. Напряженно-деформированное состояние железобетонных составных оболочек в процессе строительства и эксплуатации // Тр. Между симпозиума ИАСС по пространственным конструкциям.— Дрезден.— 20—27 сент. 1990 г.— М.: Стройиздат, 1990.— С. 63—72.
7. Раззаков С. Р. Нелинейное деформирование железобетонных составных оболочек при длительном действии нагрузок // Пространственные конструкции зданий и сооружений.— Вып. 7.— М.: НИИЖБ—ЦНИИСК, 1991.— С. 54—58.

Вышли в свет:

Афанасьев А. А., Данилов Н. Н., Бучар Г. **Технология монолитного бетона и железобетона:** Учеб. для вузов.— М.: Стройиздат, 1991.— 21 л.: ил.— 3 р. 50 к., 15 000 экз.

Даны теоретические основы и практические положения по методам и средствам выполнения всех технологических этапов при возведении монолитных зданий и сооружений. Особое внимание уделено индустриализации технологических процессов, в том числе в экстремальных природно-климатических условиях, особенностям технологии при техническом перевооружении и реконструкции предприятий, обеспечению качества строительной продукции. Намечены пути дальнейшего совершенствования технологии монолитного бетона и железобетона.

Для студентов инженерно-строительных вузов.

Теория

УДК 624.042.8:071.046.2

Г. А. ГЕНИЕВ, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК)

Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов

В ЦНИИСКе провели исследование, связанные с оценкой динамических эффектов, возникающих при мгновенном хрупком разрушении элементов статически неопределимых стержневых систем и при разрушении хрупкого компонента композиционных хрупко-пластических материалов или конструктивных элементов, а также с установлением закономерностей перераспределения усилий и напряжений в данных системах. Это имеет большое значение для прогнозирования резервов прочности конструкций из хрупких и хрупко-пластических элементов при полном или частичном мгновенном разрушении одного из элементов системы.

Рассмотрим динамические эффекты в статически неопределимых стержневых системах, выполненных из чисто хрупкого упругого материала. Допустим, что задана геометрическая (расчетная) схема n раз статически неопределимой стержневой системы (фермы) с шарнирным соединением ее элементов в узлах, нагруженной узловым однопараметрической внешней нагрузкой $P_1 = \lambda p_1; P_2 = \lambda p_2; \dots P_k = \lambda p_k$. При значении параметра внешней нагрузки $\lambda = \lambda_m$ происходит мгновенное хрупкое разрушение одного элемента системы m , в результате чего она становится $(n-1)$ раз статически неопределимой.

Обозначим усилия в стержнях исходной n раз статически неопределимой системы в момент, предшествующий разрушению элемента m $S_{1,n}^i, S_{2,n}^i, \dots S_{i,n}^i, \dots S_{m,n}^i$ ($1 \dots 3, \dots i, m$ — порядковые номера стержней; s — статический характер действующих в стержнях усилий).

Если бы переход от n раз статически неопределимой системы к $(n-1)$ раз опустошавшейся бы не в результате мгновенного разруше-

ния элемента m , а вследствие его медленного принудительного разгрузки от усилия $S_{m,n}^i$ до 0 при неизменной внешней нагрузке, соответствующей $\lambda = \lambda_m = \text{const}$, то усилия в стержнях $(n-1)$ раз статически неопределимой системы $S_{1,n-1}^i, S_{2,n-1}^i, S_{3,n-1}^i, \dots S_{i,n-1}^i$ равнялись бы соответствующим усилиям в заданной линейно деформируемой системе с заранее удаленным элементом m при медленном статическом возрастании λ с 0 до λ_m .

При мгновенно-хрупком разрушении элемента m в системе неизбежно возникают динамические (импульсивные) эффекты, и усилия в образующейся при этом $(n-1)$ раз статически неопределимой системе в последующий за разрушением этого элемента момент времени будут превышать усилия $S_{i,n-1}^i$, соответствующие статическому нагружению системы $(n-1)$. Обозначим эти динамические усилия в стержнях $(n-1)$ раз статически неопределимой системы $S_{1,n-1}^i, S_{2,n-1}^i, S_{3,n-1}^i, \dots S_{i,n-1}^i$. Получим общие аналитические выражения для искомым динамических усилий, которые определяют резерв прочности системы после хрупкого разрушения одного из ее элементов. Не ограничивая общности вывода, рассмотрим фиксированный i -й элемент ($i \neq m$), для которого найдем искомое значение $S_{i,n-1}^i$. На рис. 1 показаны характерные геометрические размеры i -го элемента в локальной системе координат с началом в точке 0, совпадающей с одним из его концов: l_i^0 — длина i -го элемента

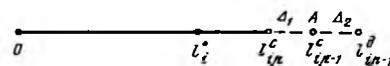


Рис. 1. Геометрические размеры и приращения длины i -го элемента

при нулевом усилии; $l_{i,n}^0$ — его длина при усилении $S_{i,n}^c$ в составе n раз статически неопределимой системы при $\lambda = \lambda_m$; $l_{i,n-1}^0$ — его длина при усилении $S_{i,n-1}^c$ в составе $(n-1)$ раз статически неопределимой системы также при $\lambda = \lambda_m$; $l_{i,n-1}^a$ — длина i -го элемента при усилении $S_{i,n-1}^a$ в составе $(n-1)$ раз статически неопределимой системы при $\lambda = \lambda_m$.

Изменения длины i -го элемента определяют зависимостям

$$\left. \begin{aligned} l_{i,n}^c - l_i^0 &= \frac{S_{i,n}^c l_i^0}{E_i F_i}; \\ l_{i,n-1}^c - l_i^0 &= \frac{S_{i,n-1}^c l_i^0}{E_i F_i}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

откуда

$$\Delta_1 = l_{i,n-1}^c - l_{i,n}^c = \frac{(S_{i,n-1}^c - S_{i,n}^c) l_i^0}{E_i F_i}; \quad (2)$$

аналогично

$$l_{i,n-1}^a - l_i^0 = \frac{S_{i,n-1}^a l_i^0}{E_i F_i}, \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \Delta_2 &= l_{i,n-1}^a - l_{i,n-1}^c = \\ &= \frac{(S_{i,n-1}^a - S_{i,n-1}^c) l_i^0}{E_i F_i}. \end{aligned} \quad (4)$$

При возникающих продольных колебаниях рассматриваемого i -го элемента, инициированных мгновенным разрушением элемента m , положение точки A (см. рис. 1), соответствующее длине $l_{i,n-1}^c$, следует считать координатой равновесного состояния конца i -го элемента, а Δ_1 и Δ_2 — амплитудными значениями.

Очевидно, что продольные колебания элемента (в локальной системе координат) относительно точки статического равновесия A имеют затухающий характер, однако в течение первого полуцикла можно считать, с достаточной степенью точности, что $\Delta_1 = \Delta_2$. При этом из зависимостей (2)...(4) следует

$$S_{i,n-1}^a - S_{i,n}^c = S_{i,n-1}^a - S_{i,n-1}^c, \quad (5)$$

откуда

$$S_{i,n-1}^a = 2S_{i,n-1}^c - S_{i,n}^c. \quad (6)$$

Выражение (6) для динамического усилия в произвольном элементе $(n-1)$ раз статически неопределимой стержневой системы, образующейся в результате хрупкого разрушения одного из элементов исходной n раз статически неопределимой системы, определяет искомого усилия как разность удвоенного значения усилия в нем для $(n-1)$ системы и усилия в нем для n -системы при статическом

действии внешней нагрузки, соответствующей моменту разрушения одного из элементов.

Выражение (6) справедливо для растянутых и сжатых элементов, определяя зависимость для абсолютных значений усилий. Если структура исходной системы обладает такой особенностью, что при исключении из нее одного элемента m , в каком-либо другом элементе j усиление изменяет свой знак на обратный (при той же статической нагрузке), то выражение (6) для динамического усилия в элементе j записывается в виде

$$S_{j,n-1}^a = 2|S_{j,n-1}^c| + |S_{j,n}^c|. \quad (7)$$

Этот случай является весьма опасным с точки зрения оценки динамических эффектов в стержневых системах, поскольку при этом отмечается наиболее значительное увеличение динамических усилий по сравнению со статическими.

После определения динамических усилий во всех элементах $(n-1)$ системы по выражению (6) следует проверять выполнение для них критерия прочности сравнением динамических напряжений с соответствующими пределами прочности материала. Если для всех элементов $(n-1)$ системы критерий прочности окажется не нарушенным, то параметр внешней нагрузки λ_m не является предельным для системы в целом, и будет возможно его дальнейшее увеличение в области $\lambda > \lambda_m$. На рис. 2 приведена зависимость усилия S_i от λ для случая выполнения критерия прочности после последовательного хрупкого разрушения двух элементов системы m и m_1 .

Однако возможен другой крайний случай поведения системы, когда после хрупкого разрушения одного из элементов критерий прочности для динамических напряжений в других окажется не выполненным, и произойдет лавинообразное разрушение всей системы.

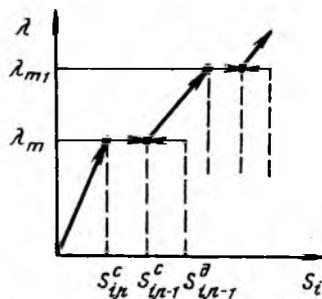


Рис. 2. Зависимость усилия S от параметра внешней нагрузки λ .

Рассмотрим поведение простейшей стержневой системы, состоящей из горизонтального жесткого диска, нагруженного центрально приложенной силой Q , закрепленного относительно горизонтальной плоскости симметричными вертикальными стержнями из хрупкого материала с равными F и E . Очевидно, что в этом случае усиление в каждом стержне S_k^c при статическом действии нагрузки

$$S_k^c = \frac{Q}{k}. \quad (8)$$

Определим динамические усилия в вертикальных элементах, когда в силу тех или иных причин (например, вследствие статистического разброса предела прочности материала) при заданной нагрузке Q произойдет мгновенное хрупкое разрушение одного из стержней. При статическом выключении из работы одного из стержней, усилия в остальных S_{k-1}^c

$$S_{k-1}^c = \frac{Q}{k-1}. \quad (9)$$

Для установления динамических усилий S_{k-1}^a можно использовать выражение (6), на основании которого и зависимостей (8), (9)

$$S_{k-1}^a = 2S_{k-1}^c - S_k^c = \frac{Q(k+1)}{k(k-1)}. \quad (10)$$

Вводя динамический коэффициент $\varphi_{k-1}^a = S_{k-1}^a / S_k^c$, получим $\varphi_{k-1}^a = (k+1)/(k-1)$. Очевидно, что φ_{k-1}^a возрастает с уменьшением числа элементов k в исходной системе. Так, при $k=7, 5, 3$, $\varphi_6^a = 1,33$; $\varphi_4^a = 1,5$; $\varphi_2^a = 2$.

Рассмотренную модель можно использовать для оценки динамического перераспределения напряжений в волокнах двухкомпонентных композиционных материалов (армированных пластиков) при хрупком разрушении волокон и исключении (в запас прочности) работы заполнителя на растяжение. При этом достаточно просто формулируются как условия сохранения резерва прочности материала ограничением относительного числа претерпевших разрушение волокон, так и условия его лавинообразного разрушения.

Рассмотрено перераспределение усилий и напряжений в двухкомпонентных хрупко-пластических элементах конструкций при разрушении хрупкого компонента и возникающих динамических эффектах.

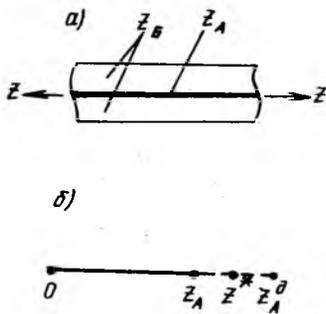


Рис. 3. Расчетная схема армированного бетонного элемента (а) и определение динамического усилия в арматуре (б)

Примером таких двухкомпонентных систем являются армированные бетонные стержневые системы, работающие на осевое растяжение, в частности, центрально армированные затяжки двухшарнирных железобетонных арок.

На рис. 3 приведена расчетная схема армированного бетонного элемента, в котором полное растягивающее усилие Z до достижения им Z^* воспринимается совместно арматурой и растянутым бетоном $Z = Z^* = Z_A + Z_B$. (11)

При $Z \geq Z^*$ происходит мгновенное хрупкое разрушение растянутого бетона и воспринимаемое им ранее усилие Z_B импульсивно передается на арматуру. Если бы переход к новому состоянию элемента осуществлялся не в результате мгновенного разрушения бетона, а вследствие медленного принудительного разгрузки от Z_B до 0 при неизменном полном растягивающем усилии $Z = Z^*$, то усилие в арматуре для нового состояния

$$Z_A^* = Z^* = Z_A + Z_B. \quad (12)$$

При мгновенном хрупком разрушении бетона искомое динамическое усилие в арматуре Z_A^* в зоне трещины (см. рис. 3) при условии незатухания продольных колебаний в течение первого полупериода можно найти из зависимости $Z_A^* - Z^* = Z^* - Z_A$, (13)

откуда на основании формулы (11)

$$Z_A^* = Z_A + 2Z_B. \quad (14)$$

Выражение (14) для динамического усилия в арматуре легко распространяется и на другие случаи работы железобетонных элементов, в частности, при образовании трещин в растянутой зоне балок, а также при оценке динамических эффектов в более сложных двухкомпонентных системах.

И. Б. СОКОЛОВ, д-р техн. наук, И. В. МАЙЗЕЛЬ, инж. (Санкт-Петербургский государственный технический ун-т); В. А. ЛОГУНОВА, канд. техн. наук (ВНИИГ); А. В. РАСМАГИН, инж. (ВНИИПИЭТ)

Переход материалов от хрупкого к пластичному разрушению при неравномерном сжатии

Исследованиям прочности бетонных, скальных пород и других хрупких материалов при испытании их образцов в непроницаемой оболочке под действием главных сжимающих напряжений

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 < \sigma_3 \quad (1)$$

посвящено много работ. Все авторы отмечают рост предела прочности материала образцов R_{ba} с увеличением давления в окружающей их жидкости ($\sigma_2 = \sigma_3 = P$) (рис. 1). Некоторые авторы приводят зависимость вида

$$R_{ba} = R_b + Ap, \quad (2)$$

где R_b — призмная (цилиндрическая) прочность материала при $p=0$; A — эмпирический безмерный коэффициент.

Как правило, исследователи дают значения параметра A в формуле (2), характерные только для конкретных условий опыта. Обобщений зависимости параметра A для определения прироста прочности любых хрупких материалов при всестороннем неравномерном сжатии в литературе не встречается.

Нами были собраны и обработаны результаты испытаний около 50 серий опытов с образцами, предел прочности которых составил $R_0 = 1,5 \dots 4200$ МПа. Это известные опыты Кармана, Беккера, I. Handin, R. Mager, S. Ito, O. Müller, Robertson, Richard, Küne, П. В. Бриджмена, Б. В. Байдюка, И. Г. Гончарова, Л. А. Уварова и др. Испытывали образцы бетона, цементного раствора, мрамора, песчаника, известняка, сланцев, алмаза и др. Характерной особенностью опытов являлось испытание круглоцилиндрических образцов в непроницаемой оболочке при соблюдении условия (1). В испытаниях варьировали размеры образцов, материалы оболочки, скорость загрузки. Отсутствие единой методики, естественно, сказалось на отклонении отдельных результатов от генеральной последовательности. Статистическая обработка большого числа опытов позволила определить ее с доста-

точной достоверностью. На рис. 2 в координатах $\lg R_{ba}$, $\lg \xi$ ($\xi =$

$$= \frac{R_{ba} - R_b}{R_b P} \text{ — относительный при-$$

рост прочности материала при объемном сжатии) нанесены результаты опытов. Из них видно, что прирост прочности материала при объемном сжатии уменьшается с ростом R_b . Обработка результатов опытов методом наименьших квад-

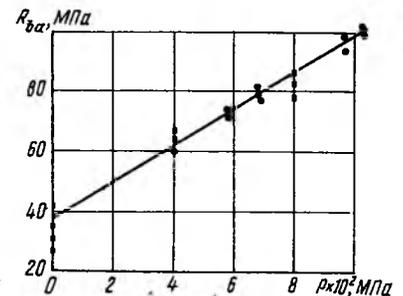


Рис. 1. Прочность хрупких материалов при трехосном сжатии (опыты Д. Мак-Генри)

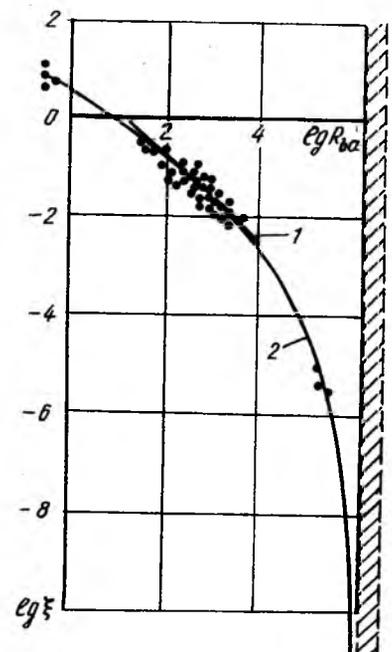


Рис. 2. Генеральная зависимость прочности хрупких материалов при трехосном сжатии 1 — линейная регрессия для $R_b = 10 \dots 40$ МПа; 2 — обобщенная зависимость; заштрихованная часть — предел теоретической прочности

ратов показала, что корреляционная зависимость между величинами $\lg \xi$ и $\lg R_b$ близка к линейной при изменении R_b в пределах 10...40 МПа (коэффициент корреляции $r \approx 0,9$); из уравнения линейной регрессии получена эмпирическая зависимость

$$R_{ba} = R_b + \frac{30}{\sqrt{R_b}}(1 - \alpha_2)\sigma_1, \quad (3)$$

где α_2 — коэффициент эффективной площади действия противодавления воды.

Для образцов в водонепроницаемой оболочке $\alpha_2 = 0$. Зависимость (3) включена в СНиП 2.06.08.

При рассмотрении изменения прочности материалов в широком диапазоне от 0,1...1 до 4200 МПа была сделана попытка получить общую зависимость

$$R_{ba} = f(R_b, P) \quad (4)$$

при условиях

$$\lg \xi = \frac{R_{ba} - R_b}{R_b P} \rightarrow -\infty;$$

$$R_b = R_{bc} \rightarrow \text{const},$$

где R_{bc} — теоретическая прочность материала.

На рис. 2 эта зависимость показана в общем виде. Недостаток опытных данных при $R_b < 10$ МПа затрудняет построение этой зависимости и определение доверительных интервалов с обеспеченностью 90 %. Проведение опытов с материалами при $R_b > 10^3 \dots 10^4$ МПа в наших условиях нереально. Можно лишь полагать, что прочность материала $R_b \rightarrow \text{const} \approx 0,1 E$ (E — модуль упругости); при этом $\lg \xi \rightarrow -\infty$ и материал может разрушаться только хрупко с разрывом связей, без скольжения дислокаций и какого-либо влияния внешнего давления на характеристики молекулярных или атомных сил.

По мере снижения R_b должно проявляться влияние внешнего давления P как на характеристики прочности, так и на деформации — хрупкое или пластичное разрушение. Мы попытались обобщить имеющиеся данные экспериментальных исследований и определить границы перехода хрупкого разрушения материала к пластичному при объемном сжатии в зависимости от R_b . Следует заметить, что характеру пластичного разрушения при объемном сжатии хрупких материалов при одноосных испытаниях посвящено мало

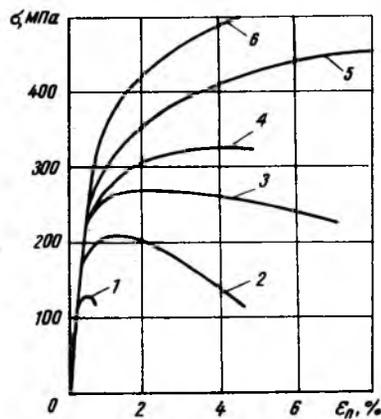


Рис. 3. Деформации образцов при испытании на трехосное сжатие (опыты Кармана) 1 — $P=0$; 2 — $P=23,5$; 3 — $P=50$; 4 — $P=85$; 5 — $P=165$; 6 — $P=326,4$ МПа

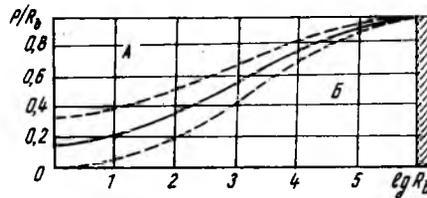


Рис. 4. Генеральная зависимость перехода от хрупкого к пластичному разрушению материалов при объемном сжатии А — зона пластичного разрушения; Б — зона хрупкого разрушения; заштрихованная часть — предел теоретической прочности

работ — опыты Кармана, Беккера (рис. 3), Г. А. Гениева, Ю. Н. Малашкина, Л. К. Лукша, В. А. Логуновой и др. [1...5].

Исследователи отмечают, что до определенной интенсивности бокового давления P увеличение деформаций пропорционально σ_3 , что, как полагает [3], связано с вовлечением в процесс деформирования дополнительных объемов бетона по сравнению с одноосным сжатием. С увеличением P для разных материалов доля пластической деформации возрастает (по [3] для бетона $P \leq 0,5 R_b$). С дальнейшим увеличением P внешние признаки хрупкого разрушения отсутствуют. Аналогичные результаты получены испытаниями материала на гипсовом вяжущем, предназначавшемся для изготовления моделей арочных плотин [1]. Анализ результатов упомянутых выше исследователей и, в частности, Беккера, показывает, что с увеличением прочности материала растет отношение P/R_b , при котором происходит переход от хрупкого к пластичному разрушению.

На рис. 4 построена предполагаемая зависимость $P/R_b = f(R_b)$ и показаны зоны пластичного и хрупкого разрушений при трехосном напряжении материала. При уменьшении R_b возрастает отклонение результатов испытаний по определению прочности материалов при объемном сжатии от определенных по предложенной зависимости и становится более неопределенной граница перехода от хрупкого к пластичному разрушению (см. рис. 2 и 4) при $\lg R_b \rightarrow 0$. При больших значениях R_b значения $P/R_b \rightarrow 1$, т. е. материал разрушается хрупко (опыты П. В. Бриджмена).

Построение зависимостей, изображенных на рис. 2 и 4, позволит определить критерии прочности бетона, скальных пород, модельных и т. п. материалов при объемном сжатии. Это важно для оценки несущей способности конструкций, материал и основания которых находятся в условиях объемного сжатия, анализа результатов прочностных испытаний моделей плотин и других сооружений, при прогнозировании зон возможных разрушений сплошности скальных оснований, конструкций атомных реакторов из-за нежелательных пластических деформаций при их остановке.

Приведенные результаты исследований, по-видимому, можно использовать при построении единой теории прочности и пластичности хрупких материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Соколов И. Б., Логунова В. А. Фильтрация и противодавление воды в бетоне гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1977. — 296 с.
2. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974. — 315 с.
3. Малашкин Ю. Н. Деформирование и разрушение бетона в условиях сложных напряженных состояний: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. — М., 1984. — 38 с.
4. Соколов И. Б. Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. Введение // М-лы конф. и совещ. по гидротехнике. — Л.: Энергоиздат, 1987.
5. Карпенко И. Н. К построению условия прочности бетонов при неоднородных напряженных состояниях // Бетон и железобетон. — 1985. — № 10 — С. 35—37.

УДК 662.613.1:691.32

Н. А. РАКИТИНА, инж. (ПО «Буржелезобетон»); А. В. КИРПИЧНИКОВ, инж., П. К. ХАРДАЕВ, А. Б. ПАНОВ, кандидаты техн. наук (Восточно-Сибирский технологический ин-т)

Опыт применения золошлаковой смеси в производстве бетона и железобетона

Восточно-Сибирским технологическим институтом совместно с ПО Буржелезобетон проводится работа по использованию золошлаковых отходов ТЭЦ в производстве бетона и железобетона.

Исследовали прочность, морозостойкость и водонепроницаемость тяжелого бетона с заменой части песка золошлаковой смесью гидроудаления из отвалов Улан-Удэнской ТЭЦ-1.

Золошлаковая смесь представляет собой полндисперсный продукт сжигания каменного угля Гусиноозерского (70...80 %) и Иркутского (20...30 %) месторождений. Модуль крупности золошлаковой смеси 0,7; удельная поверхность золы 1400...1600 см²/г. Содержание SiO₂ — 50,98; Al₂O₃ — 20,96 %. По насыпной плотности 800...900 кг/м³ и потерям при прокаливании 3,98...7,91 % золошлаковая смесь не соответствует требованиям ГОСТ 25592 и рекомендаций [1], поэтому возникла необходимость подбора оптимальных составов бетона с золой и изучения его свойств.

Для приготовления тяжелых бетонов использовали портландцемент марок 400, 500 Тимлюйского, Ангарского и Ачинского цементных заводов, песок в виде отсева гравийно-песчаной смеси с $M_k = 2,3...2,5$, щебень из гранитов и диоритов с наибольшей крупностью 20...40 мм.

Оптимальное количество золошлаковой смеси определяли для тяжелого бетона наиболее распространенных классов В15...В25. Бетонные образцы изготавливали с частичной или полной заменой песка золошлаковой смесью на 20, 30, 50, 80 и 100 %. Контрольными были образцы без золошлаковой смеси. Бетонную смесь приготавливали в лабораторном бето-

носмесителе принудительного действия. Отформованные образцы кубы с ребром 100 мм до начала тепловлажностной обработки (ТВО) хранили в ванне, что исключало возможность испарения воды с поверхности бетона. Условия и режим твердения для всех образцов были назначены одинаковыми с принятыми на производстве. Испытания на прочность производили в заданном возрасте через 4 ч после ТВО с изотермией 8 ч при $t = 80$ °С, после ТВО и твердения в течение 28 сут в нормальных условиях и после хранения в течение 28 сут в нормальных условиях.

Анализ полученных данных показал, что при замене 30 % песка золошлаковой смесью прочность бетона по сравнению с контрольным составом повышается после ТВО на 10...15 %. Это позволит экономить 5...10 % цемента. Часть составов бетона изготавливали с пластифицирующей химической добавкой НИЛ-20, получаемой путем модификации лигносульфонатов. При замене 50 % песка золой и введении 0,2 % НИЛ-20 от массы цемента прочность бетона не снижается. В бетонах естественного твердения прочность не снижается даже при полной замене песка отходами. Введение НИЛ-20 в комплексе с золошлаковой смесью способствует снижению воздухоовлечения и поверхностной пористости бетона, позволяет снизить В/Ц бетонной смеси заданной пластичности и повысить прочность бетона в результате повышения однородности его структуры.

Испытания бетонов на морозостойкость проводили в два этапа: по ГОСТ 10060—76 и по ГОСТ 10060—87. В первом случае образцы из тяжелого бетона класса

В15 с проектной морозостойкостью F100 и F200 испытывали ускоренным методом при температуре замораживания -50 ± 2 °С. Использовали бетон без золы и составы с заменой 30 и 50 % песка золошлаковой смесью.

Образцы с добавкой 30 % золошлаковой смеси и без нее после требуемого числа циклов попеременного замораживания-оттаивания соответствовали марке бетона по морозостойкости F100. Снижение прочности по отношению к прочности контрольных (не подвергавшихся замораживанию) образцов в эквивалентном возрасте составило соответственно 14,6 и содержания вовлеченного воздуха, вызванного введением золы.

Водонепроницаемость тяжелых бетонов с золошлаковой смесью определяли по методу «мокрого пятна» (ГОСТ 12730.5) на бетонах тех же составов. Проектная марка по водонепроницаемости W6 получена в образцах из бетона без золы и из бетона с 50 % золошлаковой смеси вместо песка. В образцах из бетона с 30 % золошлаковой смеси получена марка W8. Таким образом, при такой дозировке благодаря положительному эффекту золошлаковой смеси как мелкого наполнителя, достигается наибольшая плотность бетона, что приводит к повышению как морозостойкости, так и водонепроницаемости.

Изучение свойств тяжелых бетонов с добавками золошлаковой смеси Улан-Удэнской ТЭЦ-1 подтвердило эффективность использования таких бетонов для производства железобетонных конструкций, эксплуатируемых в суровых климатических условиях Бурятии.

На предприятиях стройиндустрии Улан-Удэ изготавливают сборные железобетонные конструкции различного назначения (перемычки, лестничные марши и площадки, плиты перекрытия и покрытия, стеновые панели гражданских и промышленных зданий) с заменой 30 % песка золошлаковой смесью и экономией цемента 6...8 %. Перед массовым выпуском образцы этих конструкций испытывали до раз-

рушения. Результаты испытаний показали, что конструкции из тяжелого бетона с добавкой золошлаковой смеси обладают достаточными эксплуатационными характеристиками. Прочность, жесткость и трещиностойкость таких конструкций не ниже, чем у аналогичных из бетона без золы. Повышение удобоукладываемости бетонной смеси объясняется большим содержанием в золе сферических частиц с гладкой фактурой поверхности. Кроме того, выявлено улучшение качества поверхности 10,4 %, что не превышает 15 % по ГОСТ 10060—76. В образцах с 50 % золошлаковой смеси снижение прочности составило 39,8 %. Наименьший разброс прочности наблюдался при испытании образцов с добавкой 30 % золошлаковой смеси.

При испытании на морозостойкость F200 в образцах с 30 % и 50 % золошлаковой смеси прочность снижается по сравнению с контрольным соответственно на 3,8 и 11,9 %. Возраст бетонных образцов, испытанных на прочность после 30 циклов замораживания-оттаивания, составлял 20 сут вместо 10 сут у образцов, исследовавшихся на морозостойкость F100.

Таким образом, с увеличением возраста морозостойкость бетона с золошлаковой смесью превышает таковую для обычных бетонов.

Для второго этапа испытаний на морозостойкость изготавливали образцы с аналогичной первому этапу дозировкой золошлаковой смеси класса В25 по прочности на сжатие и проектной маркой по морозостойкости F200. Испытания проводили по методике ГОСТ 10060—87 при температуре -18 ± 2 °С. Установлено, что снижение кубиковой прочности бетона на сжатие после 45 циклов замораживания-оттаивания не превышало 5 % по отношению к прочности контрольных составов: в образцах из тяжелого бетона без золошлаковой смеси — 3 %, при замене 50 % песка золошлаковой смесью — 4 %.

В образцах с заменой 30 % песка золошлаковой смесью прочность повысилась на 16,1 %. Повышению морозостойкости, по-видимому, способствует повышение плотности бетона за счет снижения пористости при введении золы [2]. С увеличением дозировки золошлаковой смеси за 30 % морозостойкость бетона несколько снижается из-за присутствия органических остатков

в золе (потери при прокаливании до 8 %), которые набухают в воде, имеют плохую сцепляемость с вяжущим [3]. Морозостойкость бетона снижается при уменьшении конструкций (уменьшение растрескивания) в результате снижения тепловыделения бетона с золой [2].

Производство сборного железобетона с заменой 50 % песка золошлаковой смесью не требует дополнительных мероприятий и изменений технологии приготовления бетонной смеси. Использование золошлаковой смеси на заводах ЖБИ Улан-Удэ имеет помимо экономического и экологический эффект.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по применению в бетонах золы, шлака и золошлаковой смеси тепловых электростанций.— М.: НИИЖБ, 1986.— 80 с.
2. Волженский А. В., Иванов И. А., Виноградов Б. Н. Применение зол и топливных шлаков при производстве строительных материалов.— М.: Стройиздат, 1984.— 264 с.
3. Козлова В. К. Использование зол тепловых электростанций в производстве строительных материалов.— Барнаул, 1975.— 137 с.

Типовые преднапряженные конструкции с экономичным косвенным армированием

НИИЖБом разработаны «Рекомендации по проектированию косвенного армирования концевых участков преднапряженных конструкций со стержневой и канатной арматурой». В них приведены практические методы расчета трещиностойкости при передаче усилий обжатия, площади поперечного сечения и длины участка размещения косвенной арматуры концевых участков преднапряженных элементов; предложения по конструированию косвенного армирования концевых участков, указания по приемке готовых конструкций.

Внедрение Рекомендаций при изготовлении типовых железобетонных конструкций с экономичным косвенным армированием позволяет сократить расход арматуры на 20...30 %, повысить качество конструкций в результате исключения трещин в концевых зонах изделий.

ИНСТИТУТ ОКАЗЫВАЕТ СЛЕДУЮЩИЕ ВИДЫ УСЛУГ НА ДОГОВОРНОЙ ОСНОВЕ:

- научно-техническую помощь при разработке и внедрении эффективного косвенного армирования для конкретной номенклатуры сборных преднапряженных конструкций;
- проведение многовариантных расчетов на ЭВМ концевых участков преднапряженных конструкций, разрабатываемых проектными организациями для ограничения образования продольных трещин раскалывания и снижения расхода косвенной арматуры;
- передачу Рекомендаций с примерами расчетов трещиностойкости концевых участков и площади косвенной арматуры для конкретных конструкций.

С предложениями обращаться по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6. НИИЖБ, лаб. № 19. Тел.: 174-88-91, 171-43-59.

Установка для изготовления арматурных канатов мерной длины с анкерами

Установка предназначена для изготовления арматурных канатов класса К-7 мерной длины с упрощенными анкерами НИИЖБа (1...2 и более на любом месте) силами строительных организаций в обычных и сейсмических районах, а также для обеспечения проектного расположения анкеров на канате.

Арматурные элементы из каната класса К-7 диаметром 15 мм можно применять в каркасно-панельных зданиях с натяжением арматуры в построечных условиях и сборных железобетонных преднапряженных конструкциях (балках, фермах, плитах и др.), в которых арматура должна иметь анкера в пределах изделия (в сейсмических районах с сейсмичностью 7...9 баллов).

Институт вместе с рабочими чертежами установки может представить техническую документацию на набор упрощенных анкеров различной несущей способности (16...24 тс), рекомендации по технологии их изготовления с чертежами оснастки и оборудования, поставить оборудование для производства анкеров.

Возможные формы сотрудничества:

- заключение договоров на передачу технической документации и внедрение установки для заготовки арматурных элементов мерной длины, конструкции арматурных элементов и упрощенных анкеров и технологии их изготовления;
- заключение договоров на разработку новых устройств, арматурных элементов и анкеров по заданию заказчика;
- техническая и консультативная помощь по применению предлагаемых разработок, а также обучение персонала;
- проведение испытаний других типов и конструкций анкеров, их доводка;
- помощь в размещении заказов на изготовление нестандартного оборудования и приборов.

С предложениями обращаться по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6. НИИЖБ, лаб. № 19. Тел.: 174-88-91, 174-84-27.

Рефераты опубликованных статей

УДК 624.012.45

Цепелев С. В. Работа изгибаемых элементов с косвенным армированием // Бетон и железобетон.— 1992.— № 9.— С. 2—4

Приведены результаты экспериментального исследования прочности и деформативности железобетонных балок с косвенным сетчатым армированием сжатой зоны. Показана зависимость напряжений в стержнях сеток от высоты сжатой зоны бетона при разрушении. Установлено, что прочность и жесткость таких балок тем выше, чем больше процент продольного армирования и, соответственно, высота сжатой зоны. Отмечено, что наибольшего эффекта при указанном виде армирования сжатой зоны бетона можно достичь при относительной высоте сжатой зоны при разрушении близкой к предельной.— Ил. 4, табл. 1.

УДК 691.620.18

Никитин А. С., Селиванов В. П., Казанир Н. С. Влияние возраста бетона несъемной железобетонной опалубки на сцепление ее с монолитным бетоном конструкции // Бетон и железобетон.— 1992.— № 9.— С. 15—16

Приведены результаты исследований влияния возраста мелкозернистого бетона несъемной опалубки на сцепление с монолитным бетоном конструкции при различных способах обработки поверхности опалубки в зоне контакта. Выявлено, что бетонирование конструкций в несъемной опалубке в ранние сроки (при возрасте бетона опалубки 3...7 сут) позволяет повысить сцепление с монолитным бетоном по сравнению с аналогичным показателем сцепления при возрасте мелкозернистого бетона 28 сут на 10...15%.— Ил. 1, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.074:69.059.22

Забегаяев А. В., Камбаров А. С. Деформирование замкнутых цилиндрических оболочек при действии ударных нагрузок // Бетон и железобетон.— 1992.— № 9.— С. 17—18

Изложены результаты исследований железобетонных замкнутых цилиндрических оболочек при действии низкоскоростных ударных нагрузок. Приведены полученные схемы трещинообразования и разрушения оболочек.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.45:539.4

Габрусенко В. В. О коэффициенте безопасности *S* для оценки прочности конструкций при испытании // Бетон и железобетон.— 1992.— № 9.— С. 19

Подтверждается целесообразность определения коэффициента *S* теоретическим путем на стадии проектирования. С учетом снижения реальной надежности конструкций из-за нарушения технологии их изготовления и правил эксплуатации предлагается установить минимально допустимые значения *S*. Обращается внимание на необоснованность величины смещения арматуры 0,1 мм в качестве критерия прочности опорных участков и на необходимость исключения этого показателя из требований ГОСТа.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.075.23

Отсмаа В. А., Пелло Й. Э. Прочность сжатых железобетонных колонн по наклонным сечениям // Бетон и железобетон.— 1992.— № 9.— С. 20—21

Проведены эксперименты с моделями в масштабе 1:2 колонн К5а-3-2 серии 1.420—12 для выяснения их прочности по наклонным сечениям при поперечном изгибе в зависимости от силы сжатия. Методика СНиПа до 1,5 раза недооценивает прочность рассмотренных сжатых элементов по наклонному сечению. Методика ЕКБ (МС-90) дает хорошее совпадение с экспериментами.— Ил. 4.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.074.4.02.35

Раззаков С. Р. Поведение составных оболочек при высоких уровнях загрузки с учетом предистории нагружения // Бетон и железобетон.— 1992.— № 9.— С. 22—25

Приведены результаты экспериментальных исследований модели составных оболочек при кратковременном и длительном нагружении высокого уровня. Для оценки их напряженно-деформированного состояния получена система уравнений в смешанной форме с учетом физической и геометрической нелинейной постановки.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 624.042.8:071.046.2

Гениев Г. А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов // Бетон и железобетон.— 1992.— № 9.— С. 25—27

Приведены результаты исследований, связанных с оценкой динамических эффектов, возникающих при мгновенном хрупком разрушении элементов статически неопределимых стержневых систем и при разрушении хрупкого компонента композиционных материалов или конструктивных железобетонных элементов, а также с установлением соответствующих этим эффектам закономерностей перераспределения усилий и напряжений в данных системах.— Ил. 3.

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. Ф. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Сидин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Ю. Л. Циханкова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 02.07.92. Подписано в печать 17.08.92. Формат 60×90 1/8. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 3,40 Тираж 9773 экз. Заказ 5988. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

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

Тел. 292-41-34, 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 ПО «Периодика» 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН ПРЕДЛАГАЕТ

ТЕХНОЛОГИЮ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ИЗДЕЛИЙ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА

Фибробетон предназначен для изготовления изделий и конструкций промышленного и гражданского строительства — труб, свай, плит покрытий, дорожных и аэродромных плит, тонкостенных и пространственных покрытий, элементов инженерных коммуникаций и т. п.

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ФИБРОБЕТОНА: *повышение механических и эксплуатационных свойств бетона, снижение трудоемкости изготовления, материалоемкости и массы изделия.*

Состав технологической линии: участок заготовки фибры, отделение приготовления фибробетонной смеси, формовочные посты изделий.

Для изготовления фибры разработаны установки, использующие отходы металлообработки и некондиционный тонкий стальной лист.

Нестандартизированное оборудование по дозированию и введению фибры в серийные бетоносмесители монтируется в существующих бетоносмесительных отделениях без передвижки весового и дозирующего оборудования.

Техническая характеристика

| | |
|---|------------------|
| Повышение прочности на растяжение | в 1,5...2,5 раза |
| Повышение сопротивления воздействию динамических нагрузок | в 3—5 раз |
| Снижение расхода крупного заполнителя, % | 50...80 |
| Снижение трудоемкости и материалоемкости конструкций, % | до 50 |

ВНИИжелезобетон предлагает рабочую документацию отделения заготовки фибры, бетоносмесительного отделения для приготовления фибробетонных и бетонных смесей; технологические регламенты приготовления смесей и формования изделий; технические условия и рабочую документацию изделий из фибробетона.

Заказы просим направлять по адресу:
11524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон, тел.: 176-30-59.

ДЛЯ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОЙИНДУСТРИИ!

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 проволочной арматуры диаметром 3...6 мм возрастет до 20 раз, при сварке стержневой арматуры диаметром 8...40 мм — в 5...6 раз.

Стоимость восстановления 100 штук электродов для сварки арматурных сеток и каркасов (в зависимости от их диаметра) составляет 5...15 тыс. р.

● передать рекомендации по дуговой резке стержневой напрягаемой арматуры с помощью новых высокопроизводительных электродов марки ОЗР-2 и обеспечить их поставку в требуемом объеме (стоимость 1 т электродов 31 тыс. р).

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

Стоимость передачи вышеуказанных рекомендаций 1...1,5 тыс. р.

● 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.

Стоимость (без источника питания) — 60...65 тыс. р.

● 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.

Стоимость поставки 1 т данного флюса — 22 тыс. р.

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.