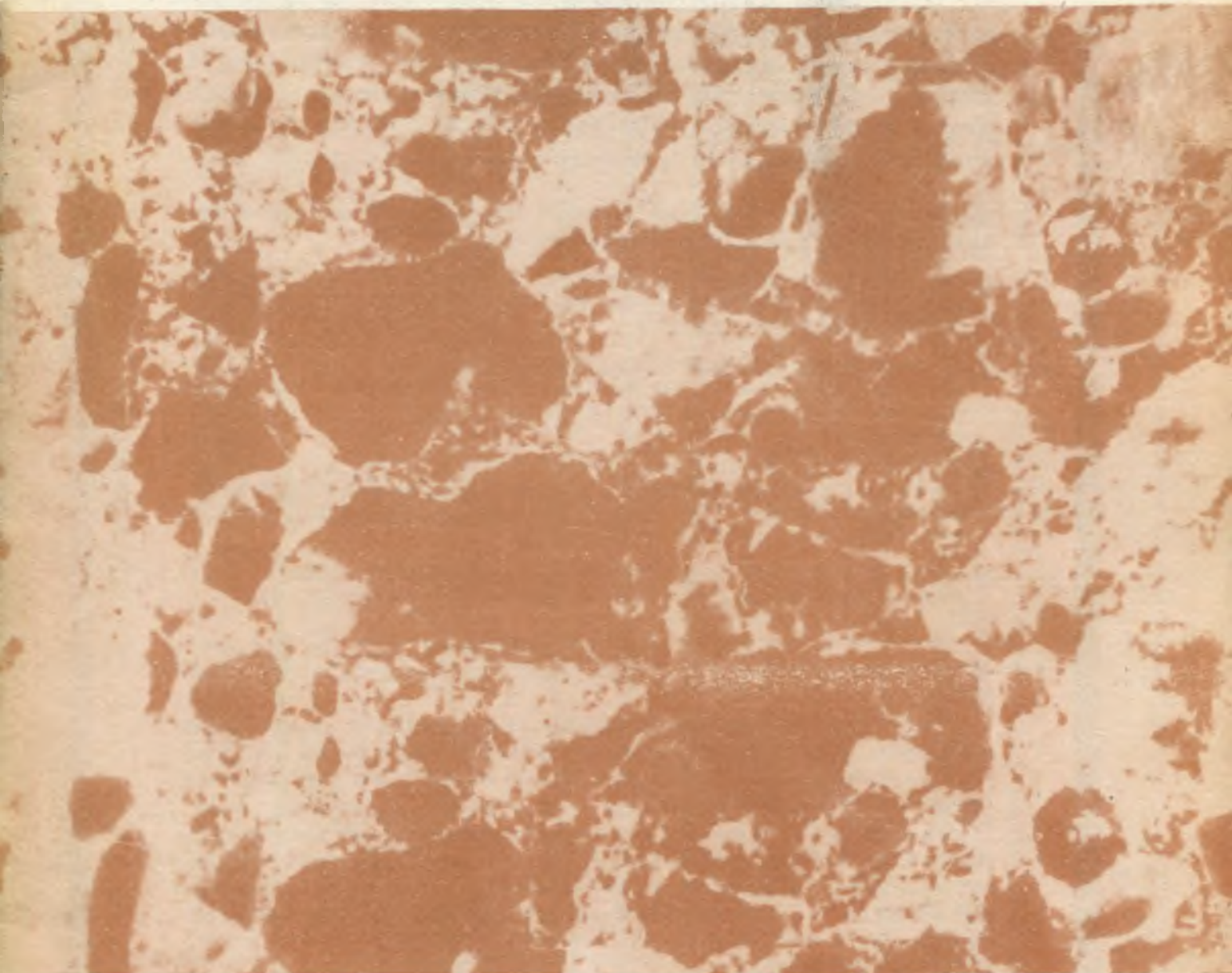


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

9

1991



# ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

**Госстроем СССР на базе Отраслевой проблемной лаборатории динамической прочности и долговечности строительных материалов и конструкций ВНИИжелезобетона создан Научно-инженерный испытательный центр динамической прочности и долговечности строительных материалов и конструкций (НИЦСтром).**

**Центр выполняет функции базовой организации строительного комплекса по следующим направлениям:**

- СЕРТИФИКАЦИОННЫЕ ИСПЫТАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ДЕТАЛЕЙ И КОНСТРУКЦИЙ НА ДИНАМИЧЕСКУЮ ПРОЧНОСТЬ, СЕЙСМОПРОЧНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ
- РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ И КОНСТРУКТОРСКИХ РЕШЕНИЙ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЗАДАННЫХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ, ДЕТАЛЕЙ И КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ЭКСПЛУАТАЦИИ В УСЛОВИЯХ ДИНАМИЧЕСКИХ И СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК
- ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ КОНСТРУКТОРСКИХ РЕШЕНИЙ И ПРИМЕНЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ В ЗДАНИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ, ВОСПРИНИМАЮЩИХ ИНТЕНСИВНЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ, В ТОМ ЧИСЛЕ ДЛЯ СЕЙСМОСТОЙКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
- МЕТРОЛОГИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ И СТАНДАРТИЗАЦИЯ В ОБЛАСТИ МЕТОДОВ И СРЕДСТВ МЕХАНИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Испытания полностью автоматизированы и осуществляются при помощи оборудования фирм МТС (США), Шенк, МДФ и ВМП (ФРГ).

Наши высококвалифицированные специалисты разработают методики испытаний с моделированием фактических нагрузок и воздействий на конструкции в Ваших конкретных условиях эксплуатации (при необходимости — с выездом на место).

НИЦСтром Госстроя СССР предлагает советским и зарубежным партнерам проведение широкого круга работ, включая научные исследования, испытания, оказание методической и консультативной помощи, а также технических услуг в наладке и проверке испытательного оборудования.

Обращаться по адресу:  
111394, Москва, 2-я Владимирская ул., д. 62-А.  
Тел. 309-34-55, 176-27-04.



Учредители: ЦП ВНТО СТРОЙИНДУСТРИИ,  
ГОССТРОЙ СССР, НИИЖБ,  
ВНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Издается с апреля 1955 г.

## С о д е р ж а н и е

### Конструкции

- Янкевич М. А., Либерман А. Д., Рубач О. М., Завгородний С. И.* Исследования сегментной фермы пролетом 24 м из бетона на ВНВ 2
- Лившиц Е. Д., Фридман М. М.* Оптимальная конструкция столбчатых фундаментов 4

### Бетоны

- Батраков В. Г., Фаликман В. Р., Калмыков Л. Ф., Лукашевич В. И.* Пластификатор для бетонов на основе тяжелых смол пиролиза 6
- Асанбеков Х. А., Франковский Л. В.* Влияние массообменных процессов на формирование структуры бетонов при ТВО 8

### Арматура

- Лазарев А. Д., Фейгин Э. М.* Снижение напряжений при остывании арматуры, напрягаемой электромеханическим способом 11

### Заводское производство

- Гладков Д. И., Ерохина Л. А., Загороднюк Л. Х.* Вибровакуумная технология ячеистых бетонов 13
- Конonenко А. Е., Шныпко С. Д.* Глушители шума машин контактной сварки 14

### В помощь проектировщику

- Нурмаганбетов Е. К.* Поперечный изгиб стержневых железобетонных элементов 16
- Тихонов И. Н.* Расчет сечений железобетонных элементов при действии кратковременных динамических нагрузок 18
- Залесов А. С., Прудников В. П.* Прочность железобетонных балок постоянной и переменной высоты с опорами на разных уровнях 20

### В помощь заводским лабораториям

- Аронов Б. Л.* Измерительно-технологический комплекс «Рapid-Прогноз — 16» ДРК 23

### Использование промышленных отходов

- Хамзин С. К.-У., Смаилов К. З.* Основные направления реализации отходов производства Казахстана 25

### Долговечность

- Сетков В. Ю., Шибанова И. С., Рысева О. П.* Срок службы монолитных железобетонных перекрытий промзданий в среде, содержащей хлор 27

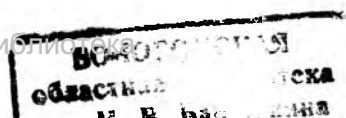
### Стандарты и нормативные документы

- Коршунов Д. А.* О защите арматуры бетоном 29



МОСКВА  
ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

© Стройиздат, журнал «Бетон и железобетон», 1991



УДК 69.024.8

М. А. ЯНКЕЛЕВИЧ, д-р техн. наук, А. Д. ЛИБЕРМАН, О. М. РУБАЧ, кандидаты техн. наук, С. И. ЗАВГОРОДНИЙ, инж. (НИИСК)

## Исследования сегментной фермы пролетом 24 м из бетона на ВНВ

Одним из типов конструкций массового применения, в которых экономически целесообразно применение высокопрочных бетонов на вяжущем низкой водопотребности (ВНВ), являются стропильные и подстропильные фермы — достаточно сложные в изготовлении конструкции с часто расположенной арматурой в узлах. Повышенная пластичность бетонной смеси при использовании ВНВ становится положительным фактором при изготовлении ферм.

Киевским Промстройпроектом при участии НИИЖБа и НИИСКА разработана новая серия сегментных стропильных ферм (сер. 1.463.1—16) вместо серии ПК-01-129/78. Переработка серии обусловлена введением в действие новых нормативных документов, а также целесообразностью применения подвешенного транспорта при

шаге стропильных ферм 12 м (в связи с разработкой ЦНИИПроектстальконструкцией металлических подвесных путей пролетом 12 м).

Для экспериментального исследования принята ферма пролетом 24 м 4-го типоразмера максимальной несущей способности с напрягаемой высокопрочной арматурой нижнего пояса из стали класса Ат-V из бетона класса В45 на ВНВ-50 Здолбуновского цементно-шиферного завода.

Опалубочные размеры фермы, принципиальные решения армирования стержней и узлов сохранены по серии ПК-01-129/78 (рис. 1).

Ферму изготовляли на экспериментальной базе ЭКБ НИИСКА по стендовой технологии с применением деревянной опалубки. Напрягаемую арматуру закрепляли на упорах стенда. Бетон пригото-

вляли на бетонорастворном узле завода с подачей смеси бадьями к месту формирования конструкции. Проектный объем фермы составлял 8,25 м<sup>3</sup>. Его предстояло разделить на пять замесов, соответствующих емкости бадьи. Из каждого замеса изготовляли контрольные образцы-кубы с ребром 10 см, призмы размером 10×10×40 см и восьмерки. Укладку бетона производили непрерывно от одного из опорных узлов фермы. Весь процесс бетонирования фермы бригадой из четырех человек занял около 2,5...3 ч. Для уплотнения бетона применяли глубинные вибраторы. Пластичная бетонная смесь хорошо заполняла элементы формы, в том числе в густоармированных узлах.

Вызревание бетона происходило в естественных условиях без пропаривания при температуре 12...15 °С. Начало схватывания бетон-

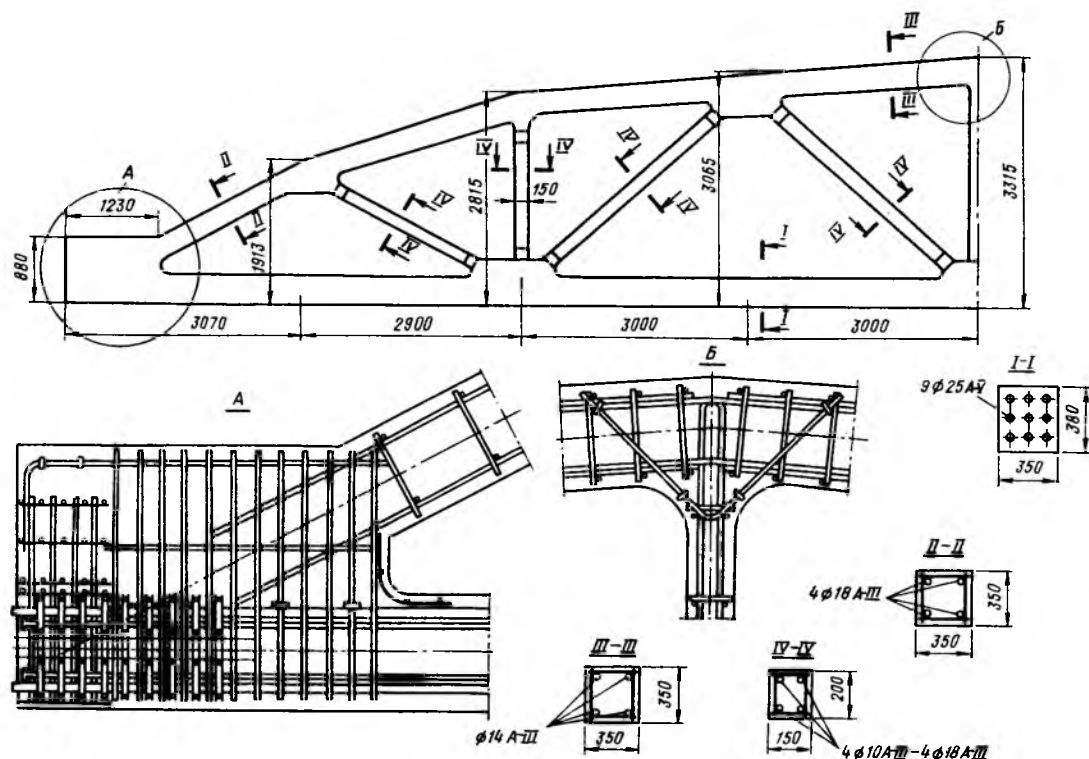


Рис. 1. Конструкция опытного образца фермы пролетом 24 м

ной массы составило 1...1,5 ч. На третьи сутки конструкцию фермы распалубливали и отпустили напряжение при прочности около 40 МПа путем поочередной постепенной перерезки (с помощью автогенной сварки) девяти стержней нижнего пояса. После отпуска арматуры и подъема фермы трещины и других дефектов в конструкции не обнаружено.

Перед испытанием фермы образцы имели кубиковую прочность бетона 54, призменную — 51, начальный модуль упругости —  $33,1 \times 10^3$  и прочность на растяжение — 3,5 МПа. Условный предел текучести  $\sigma_{0,2}$  арматуры из стали класса Ат-V диаметром 25 мм составил 833,5, временное сопротивление  $\sigma_b$  — 995,4 МПа.

Фермы испытывали по методике, разработанной в НИИСКе в соответствии с ГОСТ 8829—85, рекомендациями НИИЖБА\* и согласованной с Киевским Промстрой-проектом. Загружение производили системой верхних и нижних домкратов, что позволило избежать их перестановки при достижении значительных прогибов конструкции. Ферму устанавливали в проектное положение с расчетным пролетом 23,6 м на два нижних (опорных) домкрата грузоподъемностью 200 т. Под ними размещали цилиндрические стержни-катки, допускающие горизонтальные перемещения фермы в обе стороны. Нагружение производилось симметричной сосредоточенной нагрузкой, прикладываемой к узлам верхнего пояса гидродомкратами грузоподъемностью 50 и 100 т. Усилия от домкратов передавали на ферму при помощи тросов, закрепленных в силовом полу. Для раскрепления верхнего пояса из плоскости фермы устанавливали специальные стойки с растяжками через каждые 6 м. Загружение до уровня 1,25 расчетной нагрузки производили верхними домкратами, затем включали нижние (опорные), поршни которых перемещались вверх до тех пор, пока давление в верхних домкратах не достигало заданного значения. Таким образом прогибы узлов фермы суммировали по показаниям прогибомеров, установленных на ферме в опорных и промежуточных узлах.

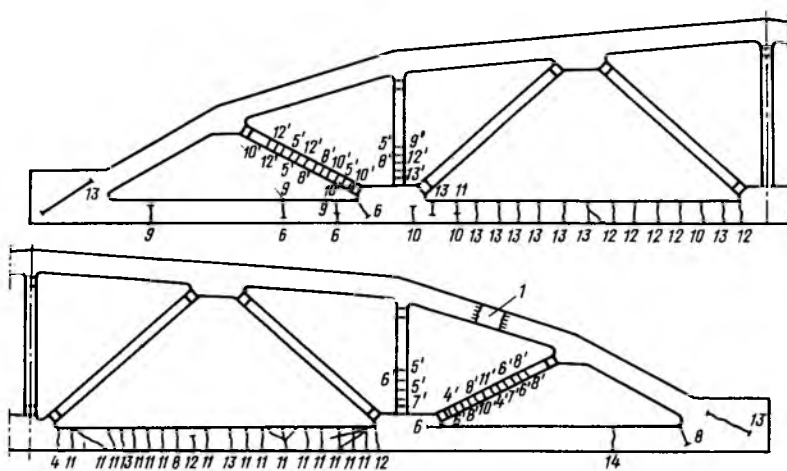


Рис. 2. Схема трещинообразования

1 — место разрушения фермы. Цифрами со штрихом указаны ступени нагружения, при которых происходило начало образования трещин на первом этапе испытания, остальные — соответствуют ступеням нагружения на втором этапе

Испытание проводили в два этапа. На первом — проверяли прочность и трещиностойкость растянутых раскосов и стоек. Нагрузка на этом этапе включала три сосредоточенные силы, приложенные в узлах верхнего пояса и создающие контрольные усилия в растянутых раскосах по прочности и ширине раскрытия трещин при усилиях в остальных элементах, не превышающих расчетных значений.

На этом этапе с помощью микроскопа Бринелля определяли ширину раскрытия трещин в растянутых элементах при контрольной нагрузке по трещиностойкости и сопоставляли с допустимыми значениями, оценивали состояние элементов при контрольной по прочности нагрузке.

На втором этапе ферму загружали семью сосредоточенными силами, прикладываемыми в узлах верхнего пояса и имитирующими вес покрытия, снега и подвесной транспорт. При испытании контролировали образование и развитие трещин в элементах поясов фермы, прогибомерами Аистова измеряли прогибы узлов и горизонтальные смещения нижнего пояса. Возможное проскальзывание арматурных стержней в торцевой части опорных узлов определяли с помощью индикаторов часового типа. По показаниям тензорезисторов, наклеенных на арматуру каркасов верхнего пояса, измеряли деформации элементов верхнего пояса в местах примыкания к узлам. Деформации напрягаемой арматуры нижнего пояса фиксировали тензорезисторами, наклеенными на

арматурных стержнях.

На рис. 2 приведена схема трещинообразования в ферме по этапам нагружения. Максимальная ширина раскрытия трещин в растянутых элементах решетки при контрольной нагрузке составила 0,2 мм, что менее нормируемой ГОСТ 8829—85 (0,25 мм). При контрольной по прочности раскосов нагрузке признаков разрушения конструкции не обнаружено. Максимальная ширина раскрытия трещин в преднапряженном нижнем поясе при контрольной нагрузке составила 0,1 мм, что не превышало нормируемого значения, а максимальный прогиб фермы в середине пролета — 3,1 см, или 1/715 пролета. Характер образования трещин в нижнем поясе и растянутых раскосах свидетельствует о хорошем сцеплении арматуры с бетоном на основе ВНВ.

В процессе испытаний отмечена надежная анкеровка напрягаемой арматуры на всех этапах нагружений, а также совместная работа арматуры с бетоном вплоть до разрушения конструкции.

Для оценки характера перераспределения усилий выполняли расчет фермы на нагрузки, соответствующие предельным, при двух вариантах жесткостных характеристик нижнего пояса. В первом варианте жесткость приведенного сечения принималась без учета трещинообразования, а во втором — в предположении полного исключения бетона из работы сечения, т. е. учитывалась только жесткость арматурных стержней. Сопоставление усилий по двум вариантам расчетов приведено в

\* Рекомендации по испытанию и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости опытных образцов железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1987. — 36 с.

таблице. Нумерация стержней фермы представлена на рис. 3.

Как следует из данных таблицы, при снижении жесткости нижнего пояса (второй вариант) в ферме происходит перераспределение усилий с увеличением моментов в верхнем поясе в 3...4 раза.

Разрушение конструкции произошло при нагрузке, равной  $1,4 P_{расч}$  в результате достижения арматурой нижнего пояса условного предела текучести, характеризуемого резким увеличением прогибов и раскрытием трещин в нижнем поясе до 2 мм с последующим разрушением верхнего пояса.

Несущая способность сечения  $N_e$  верхнего пояса (панель 7—8) относительно центра тяжести растянутой арматуры, вычисленная по СНиП 2.03.01—84 с учетом фактических характеристик бетона и арматуры, составила 575 кН·м. Несущая способность, определенная в предположении упругой работы конструкции (см. таблицу), составила

$$N_e = N_y(0,5h - a) + M = 3377 \times 0,13 + 72,3 = 511 \text{ кН·м,}$$

а с учетом перераспределения уси-

| Стержень (по рис. 3) | N, кН       | M, кН·м                    |
|----------------------|-------------|----------------------------|
| 5—6                  | —3563/—3446 | —14,7/—108,8<br>83,8/313,8 |
| 6—7                  | —3197/—3128 | 86,1/306,0<br>—52,7/—204,0 |
| 7—8                  | —3377/—3357 | 7,1/—29,8<br>72,3/313,8    |
| 8—9                  | —3343/—3205 | 76,6/323,0<br>—16,0/—15,4  |
| 11—12                | 3596/3357   | 53,1/45,0<br>16,9/—31,2    |
| 12—9                 | 2935/2778   | 76,8/71,9<br>16,0/15,4     |

Примечание. Перед чертой — первый вариант, после черты — второй.

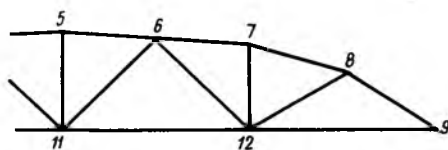


Рис. 3. Нумерация стержней фермы

лий из-за текучести арматуры в нижнем поясе

$$N_e = 3357 \times 0,13 + 313,8 = 750 \text{ кН·м.}$$

Таким образом, опытная несущая способность верхнего пояса фермы находится в диапазоне меж-

ду указанными теоретически вычисленными значениями. Характер нарастания деформаций арматуры по показаниям тензометрии свидетельствует об интенсивном увеличении моментов в верхнем поясе по мере трещинообразования и раскрытия трещин в нижнем поясе. Характер перераспределения усилий в ферме соответствует результатам выполненных расчетов.

Изготовление фермы из бетона на ВНВ подтвердило хорошую удобоукладываемость бетонной смеси, ускоренный набор прочности, позволяющий сократить сроки изготовления конструкции на 15...20 % за счет увеличения оборачиваемости форм и сокращения времени термической обработки.

Результаты испытаний показали, что опытные данные удовлетворительно согласуются с расчетами по СНиП 2.03.08—84 с учетом фактических характеристик материалов. Показатели несущей способности, жесткости и трещиностойкости фермы соответствуют ГОСТ 8829—85. Это свидетельствует о целесообразности применения высокопрочного бетона на ВНВ при изготовлении ферм.

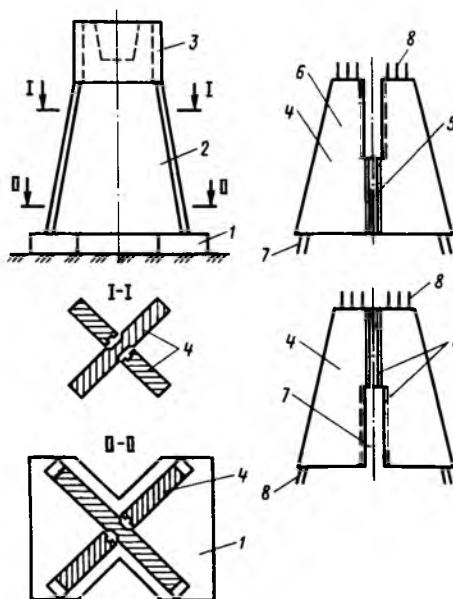
УДК 624.15

Е. Д. ЛИВШИЦ, М. М. ФРИДМАН, инженеры (Ин-т Механобрчермет)

## Оптимальная конструкция столбчатых фундаментов

В каркасных зданиях наиболее массовыми конструкциями являются столбчатые фундаменты. На их долю приходится 15...20 % общей стоимости строительства и 25...35 % всех трудозатрат. Внедрение рациональных конструкций фундаментов позволит индустриализировать работы нулевого цикла, сократить трудо- и материалоемкость, а также сроки строительства.

Наиболее распространены монолитные железобетонные фундаменты. Их выполнение связано с трудоемкими опалубочными, арматурными и бетонными работами, требует повышенного расхода бетона, так как сечение подколоники определяется по конструктивным соображениям для размещения базы металлической колонны или образования стакана под сборную железобетонную колонну. Подошва такого фундамента работает по нерацио-



нальной консольной схеме на реактивный отпор грунта.

Реже применяют сборно-монолитные фундаменты с полнотелыми, а также с облегченными пустотелыми подколониками из сборных объемных элементов (лотковых, коробчатых, конических и др.). Трудоемкость возведения фундаментов этих типов ниже, чем монолитных. Однако первые — материалоемки, как монолитные фундаменты, и несколько дороже их, вторые — мало распространены из-за сложности

### Столбчатый фундамент

1 — плита подошвы; 2 — сборный подколонник; 3 — монолитный оголовок; 4 — сборные плиты подколоники; 5 — шпуночные пазы; 6 — вырезы в плитах подколоники; 7, 8 — нижние и верхние арматурные выпуски

выполнения сборных объемных элементов широкой номенклатуры. Конструкции этих фундаментов описаны в [1, 2].

Таким образом, оптимальной можно считать такую конструкцию фундамента, которая удовлетворяла бы комплексу требований одновременно, т. е. обладала бы низкой материал- и трудоемкостью, простотой и технологичностью изготовления отдельных элементов.

Е. Д. Лившицем разработана конструкция фундамента, удовлетворяющая этим требованиям (см. рисунок). Подколонник фундамента формируется из двух плоских плит, соединенных между собой следующим образом: каждая заводится в вырез другой, а вместе они образуют Х-образное сечение, жесткое в любом направлении. Плиты имеют одинаковые опалубочные размеры. Эффективное крестообразное поперечное сечение и трапециевидная форма плит обеспечивают рациональное распределение материала подколонника в соответствии с эпюрами усилий. При этом подошва работает по наиболее экономичной схеме, как плита, опертая на перекрестные балки.

Необходимую монтажную устойчивость подколонник приобретает сразу же после установки, а после омоноличивания выпусков арматуры в оголовке и подошве — эксплуатационную прочность и устойчивость. Достоинством предложенной конструкции является также простота изготовления сборных плоских плит подколонника. Такое конструктивное решение обеспечивает снижение материалоемкости фундамента и трудоемкости его возведения.

Для достижения надежной совместной работы плит подколонника на их смежных гранях выполняют шпоночные пазы, механизированным способом заполняемые цементно-песчаным раствором с подачей раствора под давлением снизу в полость шпоночного паза серийными растворонасосами С-855, С-854, С-317 и др.

Для более полного использования прочностных и деформационных свойств основания в условиях совместной работы системы «фундамент — основание» при действии нормальной силы, изгибающего момента и поперечной силы по оси, перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента, выполняют треугольные вырезы. Благодаря арочному эффекту, возникающему между смежными гранями в зоне вырезов, грунт в этих местах участвует в работе, поэтому рассчитывать основания можно по внешним габаритам фундаментов. Момент сопротивления подошвы

при этом практически не меняется, а экономия бетона и арматуры плиты составляет 8...12 %. Расчет фундаментов с вырезами на подошве производят в соответствии с рекомендациями [3].

Авторами составлена программа расчета и оптимизации предложенной конструкции фундамента с целью снижения стоимости, ограничения краевых и средних контактных давлений, минимально допустимых по конструктивным соображениям размеров элементов фундамента, варьирования таких параметров, как габариты фундаментной плиты в плане и по высоте, наличие и габариты треугольных вырезов в ней, размеры подколонника в плане и нижнем сечении, соотношения между сечением бетона и площадью арматуры. Оптимизация производится методом случайного поиска с использованием рандомизированного алгоритма [4]. Программа реализована на ЭВМ ЕС 1061.

Предложенная конструкция фундамента с учетом ее оптимизации при обеспечении требуемой прочности, устойчивости и надежности фундамента позволяет снизить расход бетона и арматуры и уменьшить трудоемкость его возведения.

Центром внедрения научно-тех-

нических разработок при совете ВНТО строителей Главкривбасстроя составлен каталог фундаментов описанной конструкции, основанный на базе габаритов фундаментов серии 1.412—1/77. Он охватывает фундаменты высотой 2,4...4,2 м с подошвами  $1,5 \times 1,5 \times \dots 3,3 \times 2,7$  м, расчетные сопротивления грунта основания 0,15...0,6 МПа. Номенклатура сборных плит подколонников включает 17 типоразмеров. Все плиты изготавливают в трех опалубочных формах.

При возведении таких фундаментов трудоемкость сокращается на 30...35, расход бетона — на 25...30, приведенные затраты — на 15...20 %.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тетиор А. Н. Проектирование и сооружение экономичных конструкций фундаментов. — Киев: Будівельник, 1975. — 203 с.
2. Перич А. И., Иванов Л. Н. Сборно-монолитные фундаменты для производственных зданий // Промышленное строительство. — 1989. — № 3. — С. 18—20.
3. Фидаров М. И. Проектирование и возведение прерывистых фундаментов. — М.: Стройиздат, 1986. — 156 с.
4. Гуревич Н. Б., Захарченко В. Г., Почтман Ю. М. Рандомизированный алгоритм для решения задач нелинейного программирования // Изв. АН СССР. Техническая кибернетика. — 1975. — № 5. — С. 15—17.

## ПОВЫШЕНИЕ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И НАДЕЖНОСТИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

осуществляется за счет учета расчетом влияния климатических факторов на образование и раскрытие трещин и на деформации.

*Предлагаемые НИИЖБом Госстроя СССР*

### «РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИЗМЕНЕНИЕ КЛИМАТИЧЕСКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ И ВЛАЖНОСТИ»

позволяют вести расчет конструкций на совместное воздействие окружающей среды и нагрузки. Такие расчеты особенно необходимы для конструкций, эксплуатируемых в климатических условиях Юга, Севера и вечномерзлых грунтов.

*Гарантийные письма на приобретение Рекомендаций (80 стр. текста с примерами расчета)*

*следует направлять по адресу:*  
109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ, ОНТИ.

**ДОГОВОРНАЯ ЦЕНА РЕКОМЕНДАЦИЙ 500 р.**

УДК 666.972.165

В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук, проф., В. Р. ФАЛИКМАН, канд. хим. наук (НИИЖБ); Л. Ф. КАЛМЫКОВ, канд. техн. наук, В. И. ЛУКАШЕВИЧ, инж. (Новополоцкий политехнический ин-т)

## Пластификатор для бетонов на основе тяжелых смол пиролиза

Новополоцким политехническим институтом совместно с НИИЖБом, ВНИИОС и ПТО Стройкомплекс Министра БССР в последние годы получен и исследован суперпластификатор бетонной смеси, названный С-НПИ. Сырьем для его производства служат тяжелые смолы пиролиза жидких углеводородов, являющиеся вторичными продуктами при производстве этилена на установках пиролиза, и отработанная серная кислота, образующаяся после олеумной очистки жидких парафинных углеводородов от ароматических соединений на установке «Парекс». Запасы такого сырья в стране практически неограничены. Наряду с отработанной серной кислотой в качестве сульфидирующего реагента можно использовать также серную кислоту или олеум.

Отличительной особенностью суперпластификатора С-НПИ является простота его приготовления. Синтез добавки осуществляется в две стадии и включает сульфирование тяжелой смолы пиролиза кислым гудроном и нейтрализацию образовавшихся сульфокислот едким натрием. Благодаря этому почти в 3...3,5 раза можно сократить общую продолжительность технологического процесса. Технико-экономические расчеты показали, что стоимость С-НПИ не превышает 80...100 р за 1 т (в расчете на сухое вещество), что намного ниже стоимости других суперпластификаторов.

Влияние С-НПИ на кинетику гидратации цемента и структурообразование цементного теста достаточно типично для добавок такого класса. Некоторое замедление этих процессов в начальный период затем компенсируется их интенсификацией. Так, уже к 1-м суткам интегральное тепловыделение пластифицированного цемент-

ного теста превышает тепловыделение образца без добавки. К трехсуточному возрасту по аналитическому рефлексу алита ( $d=1,76\text{A}$ ) степень гидратации цемента при введении 0,8...1,2 % С-НПИ равна степени гидратации образца без добавок, а к 28 сут даже несколько ее превышает.

В табл 1, 2 приведены составы и результаты испытаний бетонных смесей с добавками С-3 и С-НПИ. Образцы-кубы с ребром 10 см твердели в нормально-влажностных условиях, тепловлажностную обработку проходили в лабораторной автоматической пропарочной камере по режиму 3+3+6+есте-

ственный спуск при температуре изотермического прогрева 80 °С.

Анализ представленных данных показывает, что добавка С-НПИ обладает высокой разжижающей способностью и при дозировках, несколько больших, чем суперпластификатора С-3, обеспечивает равный с ним пластифицирующий эффект. Это позволяет при введении 0,8...1,2 % добавки получать высокоподвижные и литые бетонные смеси. При этом прочность бетонов с добавкой С-НПИ из смесей с одинаковым В/Ц не ниже прочности бетона без добавки. Приrost прочности бетонов из равноподвижных смесей с добавкой

Таблица 1

| Состав | Вид цемента  | Марка цемента | Расход материалов, кг/м <sup>3</sup> |       |        |      |
|--------|--------------|---------------|--------------------------------------|-------|--------|------|
|        |              |               | цемент                               | песок | щебень | вода |
| I      | Волковысский | 400           | 350                                  | 760   | 1100   | 175  |
| II     | Михайловский | 400           | 400                                  | 750   | 1043   | 181  |
| III    | Акмянский    | 500           | 500                                  | 675   | 1035   | 190  |
| IV     | Волковысский | 500           | 600                                  | 592*  | 1000   | 208  |

\* Песок  $M_k=1,9$ , в остальных случаях  $M_k=2,18$

Таблица 2

| Состав | Добавка | Дозировка, % | В/Ц  | О. К., см | Предел прочности на сжатие, МПа |        |                  |
|--------|---------|--------------|------|-----------|---------------------------------|--------|------------------|
|        |         |              |      |           | после ТВО                       |        | 28 сут твердения |
|        |         |              |      |           | 4'ч                             | 28 сут |                  |
| I      | —       | —            | 0,53 | 1,5       | 20,3                            | 30,2   | 31,5             |
| I      | С-3     | 1,0          | 0,53 | 21        | 20,4                            | 30,3   | 31,5             |
| I      | С-3     | 0,8          | 0,42 | 1,5       | 32,0                            | 43,3   | 44,5             |
| I      | С-НПИ   | 1,5          | 0,53 | 21        | 21,1                            | 29,8   | 31,8             |
| I      | С-НПИ   | 1,2          | 0,42 | 1,5       | 32,1                            | 42,3   | 43,2             |
| II     | —       | —            | 0,43 | 1,5       | 23,9                            | 37,9   | 39,2             |
| II     | С-3     | 0,6          | 0,43 | 16        | 24,4                            | 36,4   | 38,4             |
| II     | С-3     | 0,8          | 0,37 | 2,0       | 33,2                            | 48,1   | 49,0             |
| II     | С-НПИ   | 1,0          | 0,43 | 15        | 24,5                            | 34,9   | 35,1             |
| II     | С-НПИ   | 1,2          | 0,37 | 2,5       | 36,1                            | 45,1   | 45,3             |
| III    | —       | —            | 0,35 | 2,0       | —                               | —      | 46,8             |
| III    | С-3     | 0,6          | 0,35 | 22,5      | —                               | —      | 46,3             |
| III    | С-3     | 0,8          | 0,3  | 1,5       | —                               | —      | 55,6             |
| III    | С-НПИ   | 1,0          | 0,35 | 23,0      | —                               | —      | 46,2             |
| III    | С-НПИ   | 1,2          | 0,3  | 1,5       | —                               | —      | 53,8             |
| IV     | —       | —            | 0,4  | 5,0       | 36,8                            | 53,7   | 54,6             |
| IV     | С-НПИ   | 0,8          | 0,36 | 21,0      | 47,8                            | 55,5   | 56,6             |
| IV     | С-НПИ   | 1,2          | 0,33 | 10,5      | 50,2                            | 58,8   | 59,8             |



Таблица 3

| Добавка | Дозировка, % | О. К., см | Прочность бетона при сжатии, МПа, в возрасте, сут |      |      |      |      |       | Водопоглощение, % |
|---------|--------------|-----------|---|------|------|------|------|-------|-------------------|
|         |              |           | 3   | 7    | 28   | 90   | 180  | 365   |                   |
| —       | —            | 2,5       | 34,4  | 42,0 | 45,3 | 46,0 | 52,0 | 54,08 | 4,9               |
| С-3     | 0,7          | 23        | 34,8  | 42,7 | 46,2 | 47,2 | 52,2 | 53,60 | 4,8               |
| С-НПИ   | 1,1          | 23,5      | 36,1  | 42,9 | 45,9 | 47,0 | 51,7 | 52,30 | 4,9               |
| С-НПИ   | 1,1          | 2,5       | 42,9  | 50,6 | 53,6 | 54,1 | 58,4 | 58,90 | 4,5               |

Таблица 4

| Добавка | $R_{куб}$ , МПа | $R_{пр}$ , МПа | $K_{п.п}$ | $\nu_{упр}$ | $E_{0,2}$ , МПа | $\epsilon_{ус} \times 10^{-5}$ | $\sigma/R_{пр}$ | $\epsilon_{напр} \times 10^{-5}$ | $\epsilon_{полз} \times 10^{-5}$ | $C \times 10^{-5}$ , МПа | $C(\infty) \times 10^{-5}$ , МПа | $AC(\infty) \times 10^{-5}$ , % |
|---------|-----------------|----------------|-----------|-------------|-----------------|--------------------------------|-----------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| —       | 45,3            | 30,8           | 0,68      | 0,68        | 34 500          | 41                             | 0,39            | 37,7                             | 27,1                             | 2,25                     | 3,08                             | 100,0                           |
| С-3     | 46,2            | 32,8           | 0,71      | 0,71        | 35 000          | 36                             | 0,40            | 38,9                             | 31,8                             | 2,42                     | 2,93                             | 91,9                            |
| С-НПИ   | 45,9            | 30,8           | 0,67      | 0,69        | 34 200          | 45                             | 0,38            | 39,2                             | 32,2                             | 2,75                     | 3,17                             | 102,9                           |
| С-НПИ   | 53,6            | 40,2           | 0,75      | 0,76        | 37 500          | 36                             | 0,42            | 44,2                             | 32,3                             | 1,91                     | 2,31                             | 75,0                            |

$\sigma = 0,95R_{пр}$ ), характеризующий упругие свойства бетонов при кратковременных испытаниях, также зависит от прочности бетона. Составы с суперпластификаторами имеют более высокие значения  $\nu_{упр}$ , причем максимальное (0,71) соответствует бетону с добавкой С-3, имеющему и более высокую прочность.

Усадку бетонов с новой добавкой исследовали в соответствии с ГОСТ 24544—81. Измерения начинали через 1 сут после бетонирования, продолжительность испытаний — 180 сут. Исследования показали, что интенсивное нарастание усадочных деформаций за 100 сут происходит в первые 40 сут, к возрасту 100 сут они затухают. В образцах с суперпластификатором С-НПИ затухание усадочных деформаций литого бетона происходит в более поздние сроки. Наибольшие деформации усадки за 100 сут проявились у литого бетона с С-НПИ. Подсчитанные по ГОСТ 24544—81 предельные значения деформаций усадки  $\epsilon_{ус}(\infty)$ , составили для контрольного бетона и бетонов с С-3 и С-НПИ соответственно 36,16; 31,57 и  $40,82 \times 10^{-5}$ . Для исследуемых литых бетонов деформации усадки по абсолютным значениям не превышают допустимых и регламентируемых требованиями [2]. Однако литые бетоны с С-НПИ, в отличие от литых бетонов с С-3 имеют повышенные усадочные деформации.

Загружение основных образцов-призм на ползучесть производили

в возрасте 2,5 мес до уровня нагружения  $0,4R_{пр}$ , что близко эксплуатационным уровням нагружения, а также напряжениям, соответствующим условно линейной ползучести. Образцы нагружали этапами по  $0,1R_{пр}$  с выдержкой на этапе в течение 5 мин. По результатам испытаний образцов вычисляли средние абсолютные деформации, а затем — относительные деформации ползучести.

Анализ сравнительных данных показывает, что удельные деформации ползучести литых бетонных смесей с добавкой С-3 на 8 % превышают ползучесть эталонных образцов. Для бетонов с добавкой С-НПИ деформации ползучести у равноподвижных составов практически не отличаются от деформаций составов без добавки, а деформации бетонов из литых смесей почти на 20 % превышают ползучесть эталонных образцов, что достаточно характерно для бетонов с суперпластификаторами [4].

По полученным результатам испытаний на ползучесть в соответствии с ГОСТ 24544—81 по уравнению линейной регрессии были вычислены предельные удельные деформации ползучести  $c(\infty)$ . Число точек измерения равнялось 8 при  $t = 50, 70, 90, 110, 130, 150, 170, 180$  сут. При  $t \rightarrow \infty$  удельные деформации ползучести у литых бетонов с С-3 и у равноподвижных с С-НПИ не превышали значений эталонного состава. В то же время удельные деформации ползучести у литых бетонов с С-НПИ на 20 % превышали значения эталонного

С-НПИ в возрасте 4 ч и 28 сут после ТВО близок к приросту прочности бетонов с добавкой С-3 и составляет 10..40 %. Аналогичная картина получена и для равноподвижных бетонов с суперпластификаторами, твердеющих в нормально-влажностных условиях.

Для возможного использования новой добавки были изучены кинетика нарастания прочности бетона в более поздние сроки, его усадка и физико-механические характеристики при кратковременном и длительном нагружении. Исследования проводили по методике [1] на литых бетонах с использованием Волковьясского цемента М500 и расходом цемента, песка, щебня, воды соответственно 500, 675, 1035, 190 кг/м<sup>3</sup>, твердевших 28 сут в нормальных условиях. В качестве эталона использовали бетон того же состава без добавки. Прочностные свойства изучали на образцах-кубах с ребром 10 см и образцах-призмах размером  $10 \times 10 \times 30$  см, деформативные — на центрально-сжатых призмах размером  $10 \times 10 \times 40$  см с замером продольных деформаций на базе 300 мм, поперечных — на базе 65 мм; усадку исследовали на образцах-призмах размером  $10 \times 10 \times 40$  см с замерами деформаций на базе 300 мм. Водопоглощение бетонов определяли в возрасте 105 сут по ГОСТ 127303-78.

В табл. 3 представлена кинетика нарастания прочности бетонов в различные сроки твердения. Исследования показали, что прочность бетонов, изготовленных из литых бетонных смесей с добавкой С-НПИ, остается практически во все сроки твердения на уровне прочности бетона с добавкой С-3 и без нее. Водопоглощение для бетонов с добавками С-3 и С-НПИ практически одинаково, что свидетельствует об аналогичной плотной структуре. Призменную прочность бетона определяли в возрасте 2,5 мес (перед установкой бетонных призм на ползучесть) и 8,5 мес (после испытания на ползучесть). Как видно из полученных данных (табл. 4), с увеличением кубиковой прочности  $R_{куб}$  возрастает коэффициент призменной прочности бетона  $K_{п.п}$ . Аналогична зависимость от прочности бетона и для модуля упругости  $E_{0,2}$ . Коэффициент упругости

$$\nu_{упр} = \frac{E_{упр}}{E_{полн}} \quad (E_{полн} \text{ определяли при})$$

состава. Предельные удельные деформации ползучести сравнивали с нормативной мерой ползучести по рекомендациям [2] (для бетона класса В35 из смеси подвижностью 9...10 см), согласно которой  $C_n$  составляет  $8,1 \times 10^{-5}$ , что в 2,5 раза выше, чем для бетонов с С-НПИ.

В настоящее время разработаны технические условия на суперпластификатор С-НПИ (ТУ 38.102172—85) и рекомендации по его применению в тяжелом бетоне. Токсикологическая оценка суперпластификатора, данная Белорусским научно-исследовательским санитарно-гигиеническим институтом, позволила классифицировать его как малоопасное вещество и рекомендовать к производственному применению, в том

числе и для изготовления водонапорных труб и резервуаров питьевого водоснабжения.

В ПО Новополоцкнефтеоргсинтез был смонтирован опытный узел, на котором в 1988 г. выпущены первые партии суперпластификатора С-НПИ. Его опытно-промышленное внедрение осуществлено на Новополоцком заводе ЖБК треста № 16 Нефтестрой, Барановичском комбинате ЖБК ПО Промонтаж Минстроя БССР, а также Полоцком заводе ЖБИ треста Полоцксельстрой. Испытания на предприятиях строительной индустрии показали, что при введении в бетонную смесь 0,6...1,5 % С-НПИ предел прочности бетона при сжатии можно повысить в среднем на 18...22 % при одновременном снижении расхода цемента на

10...12 % и увеличении подвижности бетонной смеси в 2...3 раза [3].

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Батраков В. Г., Булгакова М. Г., Фаликман В. Р. Суперпластификатор-разжижитель СМФ // Бетон и железобетон.— 1985.— № 5.— С. 18—20.
2. Методические рекомендации по расчету напряженного состояния железобетонных конструкций транспортных сооружений с учетом ползучести и усадки бетона.— М.: ВНИИтрансстрой, 1987.— 61 с.
3. Калмыков Л. Ф., Лукашевич В. И., Дмитриев В. М. Опытные промышленные испытания суперпластификатора С-НПИ на предприятиях строительной индустрии // Вопросы строительства и архитектуры.— 1987.— С. 50—56.
4. Булгакова М. Г. Влияние суперпластификаторов на основные свойства бетонов в конструкциях // Химические добавки для бетонов.— М.: НИИЖБ, 1987.— С. 30—40.

УДК 666.97

Х. А. АСАНБЕКОВ, канд. техн. наук (Алма-Атинский архитектурно-строительный ин-т); Л. В. ФРАНКОВСКИЙ, инж. (Целиноградский инженерно-строительный ин-т)

## Влияние массообменных процессов на формирование структуры бетонов при ТВО

Исследовали формирование поровой структуры легкого бетона в контактной зоне керамзита с растворной частью бетона в процессе тепловлажностной обработки (ТВО), в частности: открытую пористость гранул керамзита, характер распределения пор в контактной зоне, водопоглощение керамзита в воде и цементном растворе при различной температуре компонентов, а также влияние количества поглощаемой керамзитом воды на межзерновую пустотность уплотненного бетона.

Для изучения кольматирующего действия поверхностных пор готовили раствор на белом цементе, опускали в него высушенные гранулы керамзита и выдерживали их в течение разного времени. Затем гранулы извлекали, высушивали, раскалывали и изучали под микроскопом. Цементные зерна, проникающие вместе с водой внутрь гранулы, адсорбируются только на поверхности стенок пор и микрокапилляров, в то время как внутренняя часть сечения остается не-

заполненной и образует каналы правильной круглой или овальной формы. Наружные выходы пор также незакольматированы. Аналогичное заполнение пор цементов наблюдали при расколе гранул керамзита, вынутых из растворной части бетона после ТВО. Визуальное и микроскопическое исследование гнезд керамзитового гравия и растворной части бетона показали, что вся поверхность

контакта растворной части с гранулой керамзита покрыта шаровидными пустотами разного размера, при этом их расположение совпадает с отверстиями незакольматированных пор на поверхности керамзита, и чем больше емкость поры, т. е. ее влагоемкость, тем больше пустота в контактной зоне керамзита и растворной части.

На рис. 1 показано формирование воздушных пузырьков вокруг керамзитового зерна. Для выявления причин возникновения пустот и физических процессов, протекающих в бетоне при образовании пористости на контакте керамзитового зерна и растворной части, а также роли воды, поглощенной керамзитом, исследовали кинетику формирования пустот путем периодического разрушения образцов кубов в процессе ТВО.

Механизм физических процессов влагообмена между гранулами керамзита и растворной частью бетона представлен на рис. 2. При затворении водой и перемешивании бетонной смеси керамзит начинает

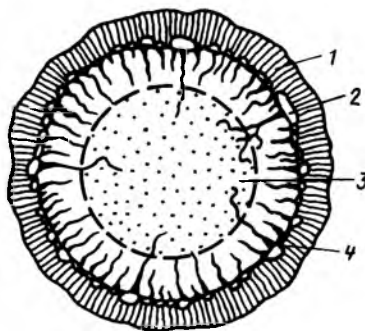


Рис. 1. Схема керамзитового зерна  
1 — цементный камень; 2 — воздушные пузырьки; 3 — пористость гранулы керамзита; 4 — контактная зона

интенсивно впитывать воду, захватывающую цементные зерна, причем движение воды и цементной пасты происходит по стенкам капилляров и пор. По центру сечения капилляров выходит вытесняемый водой воздух, поэтому они не заполняются цементной пастой (см. рис. 2, а). Состояние капиллярной поры перед началом теплового воздействия, т. е. через 1...1,5 ч после затворения, когда керамзит практически максимально водонасыщен, показано на рис. 2, б. Отложение цемента на боковых гранях капилляра происходит на глубину проникновения воды. Адсорбирующаяся из раствора вода защемляет часть воздуха в порах, выходу которого препятствует кольматирующая пробка раствора.

При нагревании гранулы керамзита начинается интенсивное испарение воды внутри объема поры, повышение влажности паровоздушной смеси, объемное расширение воды и давление паровоздушной смеси в поре. Она выталкивает свободную воду и кольматирующую пробку из цементного раствора на выходном отверстии поры и, расширяясь, занимает наиболее идеальную форму в виде шара, уплотняя при этом бетонную смесь по поверхности занимаемого объема (см. рис. 2, в).

Расширение шарообразного объема происходит до тех пор, пока сопротивление схватывающейся бетонной смеси не превысит давления паровоздушной смеси. Дальнейшее повышение давления не может преодолеть сопротивления схватывающейся бетонной смеси, и паровоздушная смесь продавливает более тонкие участки шара (пузырька) и соединяется с формирующимся поровым пространством цементного камня бетона или разрывает шар трещиной (см. рис. 2, г).

Для установления этапов развития пузырьков с процессом схватывания бетонной смеси параллельно определяли сроки схватывания цемента в идентичных образцах.

На рис. 3. приведены результаты исследований процесса формирования структуры легкого бетона в начальной стадии ТВО. Образование пузырьков в контактной зоне керамзитовых зерен замечено через 1...1,5 ч после начала ТВО. С повышением температуры  $t$  повышается давление  $P$  внутри пузырьков, их объем наиболее интенсивно увеличивается до начала упрочне-

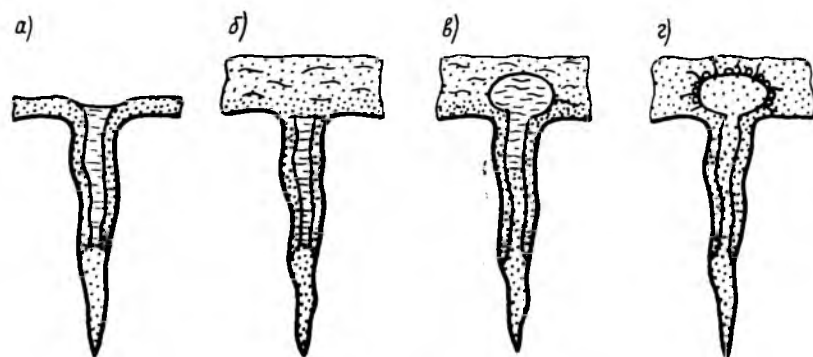


Рис. 2. Образование пустот в контактной зоне гранулы керамзита

а — заполнение поры в момент затворения водой и перемешивания бетонной смеси; б — состояние поры после укладки и уплотнения смеси; в — выход воды из поры под воздействием теплового расширения; г — сообщение с пористостью цементного камня

ния цементного камня в процессе схватывания цемента и практически прекращается через 2...2,5 ч после начала ТВО.

С учетом практической несжимаемости воды и ее интенсивного

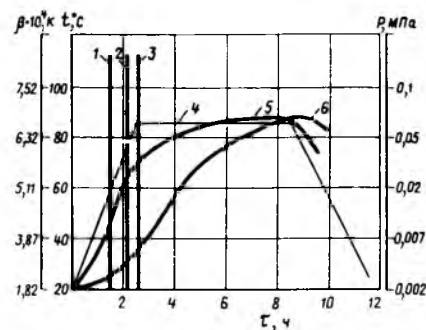


Рис. 3. Процессы образования пузырьков в контактной зоне

1 — начало образования пузырьков; 2, 3 — начало и конец схватывания цемента; 4 — температура среды; 5 — то же поверхности изделия; 6 — то же в центре изделия

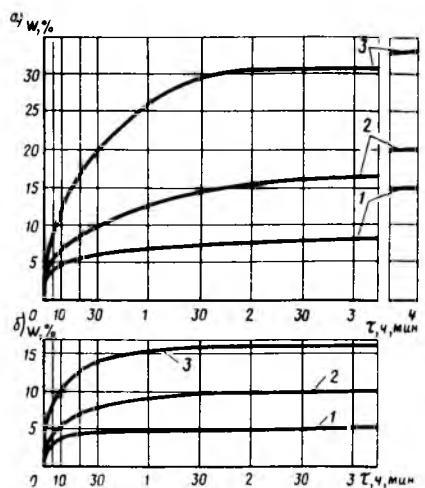


Рис. 4. Кинетика водопоглощения керамзита при погружении в воду

а — цементный раствор с  $V/C=0,5$ ; б — в зависимости от начальной температуры компонентов; 1 —  $T_k^H = T_B^H = 20 \pm 2^\circ C$ ; 2 — то же  $60^\circ C$ ; 3 — то же  $90^\circ C$

испарения при нагревании от количества поглощенной керамзитом воды зависят число и объем пузырьков в контактной зоне керамзита, а также межзерновая пустотность легкого бетона в целом.

Эксперименты по определению кинетики водопоглощения керамзита в воде и цементном растворе проводили при различной начальной температуре компонентов «вода — керамзит». Кинетику водопоглощения определяли при температуре нагрева воды и керамзита 20, 60 и 90 °С (рис. 4). По результатам экспериментов был проведен множественный регрессионный анализ по квадратичной модели. Получены коэффициенты регрессии взаимозависимости изменяемых факторов на водопоглощение:

для водопоглощения керамзита в воде

$$W = 2,58 + 0,12\tau - 0,16t + 0,0036t^2, \quad (1)$$

для водопоглощения в цементном растворе

$$W = 0,43 + 0,1\tau - 0,00068\tau^2 + 0,0004t + 0,001t^2. \quad (2)$$

Расчетные значения водопоглощения, полученные по этим зависимостям, близки к экспериментальным. Расхождение составляет не более 1,5...2 %.

Определение межзерновой пустотности в уплотненной бетонной смеси регламентирует ГОСТ 11050—71. Однако, как показали исследования [1...3], учет воды затворения, поглощенной крупным заполнителем  $W_{б.с.}$  по данной методике недостаточен. Наиболее близкие расчетные результаты межзерновой пустотности легкого бетона дает формула с поправкой на  $W_{б.с.}$ , предложенной в [1]

$$V_n = 100 - \frac{1}{10} \left( \frac{Ц}{\gamma_n} + \frac{П}{\gamma_n} + \frac{З}{\gamma_0} + B - W_{6,c} \right), \quad (3)$$

где Ц, П, З, В — расходы соответственно цемента, песка, крупного заполнителя, воды;  $\gamma_n$  — объемная плотность пористого заполнителя в цементном тесте;  $\gamma_n$  — плотность цемента;  $\gamma_0$  — объемная плотность зерен керамзита;  $W_{6,c}$  — объем воды затворения, поглощенной крупным пористым заполнителем в бетонной смеси.

Значение  $W_{6,c}$  в бетонной смеси с различным В/Ц определяют в зависимости от водопоглощения керамзита в воде

$$W_{6,c} = [1 + 0,05(\tau - 10)] \text{ В/Ц } W_B^{60}, \quad (4)$$

где  $\tau$  — время выдерживания бетонной смеси;  $W_B^{60}$  — водопоглощение заполнителя в воде за 60 мин.

При повышенной начальной температуре компонентов «керамзит — вода» можно воспользоваться зависимостью (1), которая при  $t = \text{const} = 60$  мин будет иметь вид

$$W_B^{60,t} = 11,16 - 0,168t + 0,0036t^2, \quad (5)$$

где  $W_B^{60,t}$  — водопоглощение керамзита в воде за 60 мин при заданной начальной температуре компонентов. Тогда

$$W_{6,c}^t = [1 + 0,05(\tau - 10)] \text{ В/Ц } W_B^{60,t}, \quad (6)$$

где  $W_{6,c}^t$  — водопоглощение керамзита в бетонной смеси при заданной начальной температуре компонентов «вода — керамзит».

Формула для определения межзерновой пустотности уплотненной бетонной смеси примет вид

$$V_n = 100 - \frac{1}{10} \left( \frac{Ц}{\gamma_n} + \frac{П}{\gamma_n} + \frac{З}{\gamma_0} + B - W_{6,c}^t \right). \quad (7)$$

#### Выводы

Открытые поры гранул керамзита не коагулируются в процессе приготовления бетонной смеси, цементные зерна осаждаются только на боковых поверхностях устья пор, основной объем поры заполняется водой и защемленной паровоздушной смесью.

На формирование порового пространства в контактной зоне керамзита с растворной частью легкого бетона влияет открытая пористость гранул керамзита. Установлено, что чем больше емкость открытой поры, тем больше объем пустоты в контактной зоне.

Процесс пустотообразования в контактной зоне свежееуплотненной бетонной смеси наиболее интенсивно протекает в течение 1,5...2,5 ч после начала ТВО, причем увеличение объема пустот прекращается с окончанием схватывания цемента, протекающего через 2...2,5 ч после теплового воздействия на бетон. Причиной образования пустот в устье открытых пор гранул керамзита является расширение объема воды и паровоздушной смеси, находящейся в объеме пор.

Межзерновая пустотность легкого бетона прямо пропорциональна водопоглощению керамзита в процессе приготовления смеси. На водопоглощение керамзита и, как следствие, межзерновую пустотность легкого бетона влияет также начальная температура компонентов керамзит — вода, которая может быть выражена поправкой  $W_{6,c}^t$  к формуле для определения межзерновой пустотности по ГОСТ 11051—70.

Очевидно, завершение активного порообразования, совпадающего по времени с концом схватывания цемента при тепловом воздействии, можно считать фазой перехода структурируемой системы «бетонная смесь» в жесткую неструктурируемую систему «бетон».

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бужевич Г. А., Карпикова Л. И., Шохен Н. П. Исследование пористости, водопоглощения и морозостойкости керамзитового гравия // Строительные материалы.— 1978.— № 8.— С. 28—31.
2. Довжик В. Г., Абрамов В. Л. О взаимосвязи между водопоглощением пористых заполнителей в воде и в бетонной смеси // Заводская технология сборного железобетона / Тр. ВНИИ-железобетона.— 1972.— Вып. 17.— С. 42—44.
3. Шохен Н. П. Влияние водопоглощения керамзитового гравия на водопоглощение керамзитобетона // Тр. НИИЖБа.— 1977.— С. 17—19.

## ДОЛГОВЕЧНОЕ ДОРОЖНОЕ ПОКРЫТИЕ ИЗ БЕТОНА С КОМПЛЕКСНОЙ ДОБАВКОЙ НА ОСНОВЕ СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРА С-З

**Предлагаемые составы бетона применительно к дорожному строительству позволяют значительно увеличить долговечность и обеспечить морозостойкость (не менее 600 циклов в растворе NaCl) дорожного бетонного покрытия, а также на 10 % снизить его себестоимость и в 1,3...3 раза ускорить укладку бетонной смеси.**

Покрытие можно выполнять как в монолитном, так и в сборном варианте.

При внедрении разработки НИИЖБ на договорной основе оказывает техническую помощь по подбору состава, а Дорожно-строительное управление № 9 и трест «Оргтехстрой» Минтранса ЛитССР может предложить технологию производства.

**Разработчики:** НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6), тел. 174-84-84; 174-82-57; Трест «Оргтехстрой» Минтранса ЛитССР (232014, г. Вильнюс, ул. Левкольно, 85), тел. 61-98-64;

**Дорожно-строительное управление № 9 Минтранса ЛитССР, тел. 61-95-79.**

А. Д. ЛАЗАРЕВ, канд. техн. наук, Э. М. ФЕЙГИН, инж. (НИИЖБ)

## Снижение напряжений при остывании арматуры, напрягаемой электротермомеханическим способом

Электротермомеханический способ натяжения арматуры, используемый при непрерывном армировании железобетонных конструкций, находит все более широкое применение в заводском производстве, так как позволяет исключить процессы заготовки арматуры и механизировать арматурные работы. При этом разогретую электрическим током арматуру в натянутом, с помощью подвешенных грузов, состоянии наматывают на опоры формы или стенда. После охлаждения арматуры к напряжениям от грузов-противовесов добавляются напряжения, полученные электротермомеханическим способом.

Во время намотки при перемещении арматурно-намоточной машины происходит остывание арматуры, что вызывает уменьшение напряжений в ней по сравнению с расчетными. Методика учета этого снижения температуры и, соответственно, напряжений разработана недостаточно и они не учитываются в СНиП 2.03.01—84 и [1]. Недобор напряжений в арматуре от охлаждения в процессе намотки

$$\sigma_t = \alpha E_s \Delta t, \quad (1)$$

где  $\alpha$  — коэффициент линейного температурного расширения арматуры;  $E_s$  — модуль упругости арматуры;  $\Delta t$  — снижение средней температуры арматуры.

Как видно из формулы (1), расчет снижения напряжений в арматуре сводится к определению уменьшения ее температуры за время остывания. Для нахождения температуры арматуры рассмотрим ее как предварительно нагретый до некоторой температуры цилиндр неограниченной длины, который в начальный момент времени помещают в воздушную среду с постоянной температурой, равной температуре цеха. В этом случае средняя температура по сечению стержня [2]

$$t = t_0 - (t_0 - t_u) \times$$

$$\times \left[ 1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4Bi^2}{\mu_n^2 (\mu_n^2 + Bi^2)} \times \exp(-\mu_n^2 F_0) \right], \quad (2)$$

где  $t_0$  — начальная температура на выходе из арматурно-намоточной машины;  $t_u$  — температура окружающей среды, воздуха в цехе;  $Bi$  — критерий Био:  $Bi = KR/\lambda$ ;  $\mu_n$  — корни характеристического уравнения, зависящие от критерия Био;  $F_0$  — критерий Фурье:  $F_0 = a\tau/R^2$ ;  $K$  — коэффициент теплообмена между поверхностью арматуры и средой цеха вследствие конвекции и теплоизлучения;  $R$  — номинальный радиус арматуры;  $a$  — коэффициент температуропроводности материала стержня;  $a = \lambda/(c\rho)$ ;  $\lambda, c$  — коэффициент теплопроводности и теплоемкость материала стержня;  $\tau$  — время остывания арматуры;  $\rho$  — средняя плотность материала стержня.

Теплофизические характеристики прокатной арматуры приведены в СНиП II-3-79. Для их определения у семипроволочных спиральных канатов диаметром 6...12 мм по ГОСТ 1384—68, которые используются при электротермомеханическом натяжении, среднюю плотность рассчитывали делением массы  $l$  м на объем, подсчитанный по номинальному диаметру:  $\rho_k = 6400 \text{ кг/м}^3 = 0,815 \rho$  ( $\rho$  — плотность прокатной арматурной стали:  $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ ). Поэтому для канатов, пренебрегая теплопроводностью и теплоемкостью воздуха в зазорах между отдельными проволоками ввиду малости,  $\lambda_k = 0,815 \lambda$ ;  $c_k = c$ . Установлено, что при  $k = 25 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}$  для высокопрочной арматурной проволоки, стержней  $\varnothing 3...36 \text{ мм}$  и канатов  $\varnothing 6...12 \text{ мм}$   $Bi \leq 0,01$ . При этом первый коэффициент перед экспонентой с точностью до 0,05 % равен единице, и при времени остывания более 10 с ряд очень быстро сходится, т. е. для расчетов можно ограничиться только первым чле-

ном. Подставляя принятые допущения в формулу (2), после преобразований получим

$$\theta = \frac{t_0 - t}{t_0 - t_u} = 1 - e^{-\mu^2 F_0}. \quad (3)$$

По формуле (3) можно определить среднюю по сечению арматуры температуру в зависимости от времени остывания, если известен коэффициент теплообмена. Экспериментально его устанавливали для арматурного каната диаметром 6 мм, который в основном используют в настоящее время при электротермомеханическом натяжении непрерывно армированных конструкций. Поскольку опыты осуществляли при разных температурах арматуры и среды, в различные моменты времени, по экспериментальным значениям относительной температуры  $\theta$  определяли  $\mu$  и по нему  $K$  [2].

Для установления температуры арматуры во время остывания на машине МИП крепили образец каната длиной 1400 мм, который через систему блоков растягивали постоянно действующим усилием 5 кН для предотвращения прогибов при нагревании. Через контактные губки канат соединяли с трансформатором нагрева ТС-500. Температуру в середине образца между проволоками измеряли хромель-копелевой термопарой. Кроме того, для этой же цели на специальном кронштейне крепили визирную головку фотоэлектрического пирометра ФЭП-8, направленную в точку на поверхности арматуры, где находилась термопара. После экспериментального определения расстояния от арматуры до визирной головки осуществляли нагрев и остывание арматуры с записью температуры в диапазоне 160...400 °С. Опыты проводили на четырех образцах из разных партий, всего 63 цикла «нагрев — остывание». Средняя относительная температура арматуры и полученные коэффициенты теплообмена приведены на рис. 1.

При обработке результатов учитывали большую в 1,33 раза внешнюю поверхность у каната по ГОСТ 1384—68 по сравнению с цилиндром номинального диаметра. За первые 15, 30, 60 и 90 с  $K$  составил 26,1...27,2; 24,9...26,0; 23,7...24,8 и 22,5...23,7 Вт/(м<sup>2</sup>·°С). Учитывая, что время перемещения арматурно-намоточной машины меж-

ду упорами на имеющихся стендах не превышает 60 с, приняли постоянный коэффициент теплообмена 25 Вт/(м<sup>2</sup>·°С). Расчетная температура арматуры при этом в промежутке 15...60 с удовлетворительно совпадает с экспериментальной (см. рис. 1).

Уравнение (3) позволяет определять температуру при остывании разных видов арматуры, поэтому для сравнения и контроля проведенных экспериментов рассчитали коэффициенты теплообмена стержневой арматуры из зависимости для подсчета потерь тепла при нагревании при  $t_u = 15^\circ\text{C}$

$$Q_n = KS\Delta t\tau, \quad (4)$$

где  $S$  — площадь поверхности стержня;  $\Delta t$  — разность температур стержня и воздушной среды.

Потери тепла 1 м стержня в течение 1 мин при различной температуре приведены в табл. 43 Руководства [1]. Отношение площадей поверхности стержня периодического профиля по ГОСТ 5781—82 и номинального диаметра (1,15...1,25) принято постоянным и равным 1,2. Из таблицы видно, что  $K$  не зависит от диаметра стержней и уменьшается с понижением температуры с 450 до 300 °С примерно на 20 %, кроме диаметров 10 и 25 мм при температуре 450 °С, что объясняется, по-видимому, неточностью данных табл. 43. Снижение коэффициента теплообмена во времени (для канатов) и с уменьшением температуры (для стержней) связано со снижением потерь тепла вследствие лучеиспускания. Для расчетов остывания стержней при 350...450 °С можно принять, как и у канатов,  $K=25$  Вт/(м<sup>2</sup>·°С).

При известном  $K$  рекомендуется вычислить показатель степени в формуле (3) и привести его к виду

$$\mu^2 F_0 = b\tau, \quad (5)$$

где  $b$  — коэффициент, зависящий от вида и диаметра арматуры (рис. 2):  $b = 22 - 0,833d$  для канатов  $\varnothing 6...12$  мм;  $b = 9,8 - 0,25d$  для стержневой арматуры  $\varnothing 10...22$  мм;  $b = 8 - 0,5d$  для высокопрочной проволоки  $\varnothing 3...5$  мм.

Охлаждение арматуры при электротермомеханическом натяжении происходит неравномерно по длине. Перепад температур в формуле (1) следует рассматривать как разность между начальной и средней по длине участка между упорами в момент закрепления арматуры. После выхода из арматурно-намоточной машины температура по длине каната изменяется по кри-

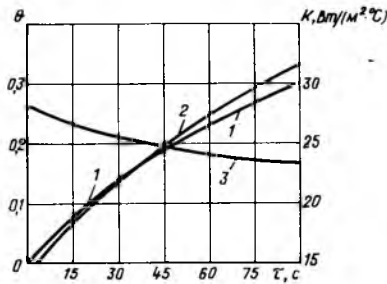


Рис. 1. Зависимость относительной температуры каната  $\varnothing 6$  мм от времени остывания

1 — экспериментальная; 2 — расчетная при  $K=\text{const}$ ; 3 — экспериментальный коэффициент теплообмена

| d, мм | K, Вт/(м <sup>2</sup> ·°С), при t, °С |      |      |      |
|-------|---------------------------------------|------|------|------|
|       | 300                                   | 350  | 400  | 450  |
| 10    | 21,6                                  | 23,5 | 25,6 | 23,5 |
| 12    | 21,6                                  | 23,4 | 25,5 | 27,6 |
| 14    | 21,9                                  | 23,8 | 25,9 | 28,0 |
| 16    | 21,4                                  | 23,3 | 25,4 | 27,5 |
| 18    | 21,4                                  | 23,3 | 25,4 | 27,5 |
| 20    | 21,6                                  | 23,5 | 25,6 | 27,8 |
| 22    | 22,1                                  | 24,0 | 26,1 | 28,3 |
| 25    | 21,8                                  | 23,7 | 25,8 | 24,5 |
| 28    | 21,5                                  | 23,3 | 25,5 | 27,6 |
| 32    | 21,6                                  | 23,5 | 25,6 | 27,7 |
| 36    | 21,3                                  | 23,4 | 25,5 | 27,7 |

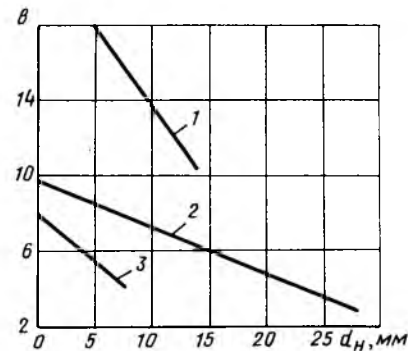


Рис. 2. Зависимость  $b$  от  $d$  арматуры 1 — канатной; 2 — стержневой периодического профиля; 3 — высокопрочной

вой, близкой к прямой. Например, начальная температура каната 350 °С, в середине длины стенда (время остывания 30 с) — 307,1 °С и в конце стенда длиной 37 м (время остывания 60 с) — 270,8 °С. Средняя температура по длине каната, подсчитанная по двум участкам ( $\bar{t} = 308,8^\circ\text{C}$ ), близка к температуре в середине каната (разница 1 %). Поэтому среднюю температуру по длине каната между упорами можно принять равной ее температуре в середине длины этого участка и определять по времени остывания этой точки. Снижение напряжений в канате по формуле (1), принимая коэффициент температурного расширения  $13,4 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$  и модуль упругости по СНиП 2.03.01—84

$$\sigma_t = 2,4\Delta t = 2,4(t_0 - t_u)\theta = 2,4(t_0 - t_u)(1 - e^{-b\tau}). \quad (6)$$

Недобор напряжений на имеющихся стендах длиной 37 м при намотке продольной арматуры со скоростью 40 м/мин составляет 6...7 % нормативного сопротивления каната  $\varnothing 6$  мм или примерно 10 % контролируемого напряжения, равного 1100 МПа. При уменьшении расстояния между упорами снижается средняя скорость намотки и увеличивается время ее остывания вследствие относительно больших затрат времени на обходы упоров, что повышает потери напряжений. Меры по снижению потерь напряжений в арматуре сводятся к уменьшению времени намотки и обеспечению заданной температуры каната на выходе из арматурно-намоточной машины.

Возможность расчета температуры стержневой арматуры во время остывания позволяет уточнить необходимое дополнительное удлинение, обеспечивающее свободную укладку ее в упоры, в зависимости от продолжительности этой технологической операции. При обычно принимаемом дополнительном удлинении  $c_t = 1$  мм/м оно составляет для стали классов А-III, А-IV и А-V 27, 21 и 18 % общего удлинения. На это дополнительное нагревание стержней расход электроэнергии пропорционален. Кроме того, запас времени на укладку стержней зависит от диаметра — для 10 мм он равен 80, для 22 мм — 138 с, т. е. отличается в 1,7 раза. Поэтому для экономии электроэнергии дополнительное удлинение арматуры необходимо определять в зависимости от фактической продолжительности технологической операции и диаметра стержней

$$c_t = \alpha(t_0 - t_u)\theta. \quad (7)$$

## Выводы

Предложено устанавливать снижение напряжений от остывания арматуры при электротермомеханическом натяжении по формуле (1), а температуру при остывании проволоочной, стержневой и канатной арматуры — по теоретически обоснованной и экспериментально проверенной зависимости (3).

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1975. — 192 с.
2. Лыков А. В. Теория теплопроводности. — М.: Высшая школа, 1967. — 599 с.

Д. И. ГЛАДКОВ, канд. техн. наук, Л. А. ЕРОХИНА, инж., Л. Х. ЗАГОРОДНЮК, канд. техн. наук (Белгородский технологический ин-т)

## Вибровакуумная технология ячеистых бетонов

Крупным недостатком существующей технологии ячеистых бетонов является необходимость автоклавной обработки, которая требует применения дорогостоящих и металлоемких автоклавов и повышенного расхода пара высокого давления. Кроме того, во время автоклавной обработки нарушается структура материала, ухудшаются его свойства. В связи с этим в последнее время разрабатываются технологии неавтоклавного ячеистого бетона. Однако в большинстве случаев получаемый неавтоклавный ячеистый бетон уступает автоклавному по прочности и другим характеристикам.

Авторами предложен вибровакuumный способ изготовления ячеистых бетонов, позволяющий улучшить свойства неавтоклавных ячеистых бетонов при прочих равных условиях. Сущность его заключается в том, что одновременное воздействие на формовочную массу вибрации и вакуума облегчает процесс вспучивания и позволяет использовать в производстве ячеистых бетонов вязкие композиции с низким водотвердым от-

| В/Т  | С    | ЦСП, % массы цемента | Вак., МПа | Средняя плотность в сухом состоянии, кг/м <sup>3</sup> | Прочность через 28 сут. МПа |
|------|------|----------------------|-----------|--|-----------------------------|
| 0,37 | 2,0  | 0                    | 0,09      | 1130   | 9,2                         |
| 0,37 | 2,0  | 4                    | 0,07      | 1034   | 9,2                         |
| 0,35 | 2,5  | 2                    | 0,08      | 989  | 7,4                         |
| 0,36 | 2,75 | 1,2                  | 0,085     | 977  | 8,6                         |
| 0,36 | 2,75 | 2                    | 0,085     | 898  | 6,3                         |
| 0,36 | 2,5  | 2                    | 0,08      | 841  | 7,7                         |
| 0,36 | 2,75 | 2,8                  | 0,085     | 807  | 5,0                         |
| 0,36 | 2,5  | 2                    | 0,09      | 777  | 4,7                         |

ношением (В/Т), что положительно влияет на свойства материала. При этом можно управлять процессом вспучивания смеси, изменяя режим вибровакuumирования.

Дополнительно открываются новые возможности вспучивания смесей без введения в них традиционных порообразователей, заменив их пористыми зернами с защемленным в них воздухом, давление которого равно атмосферному. В качестве таких материалов можно использовать измельченные трепел, диатомит, вспученный перлит, золу-унос ТЭЦ и др. При уменьшении давления над такой смесью

воздух, находящийся в пористых зернах, при определенном перепаде извлекается из них и поризует смесь.

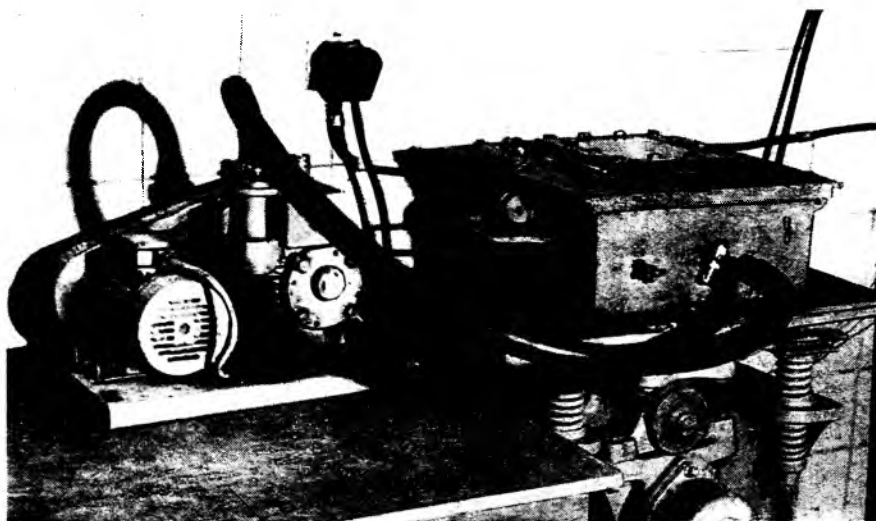
Предлагаемый способ позволяет получать неавтоклавный ячеистый бетон со свойствами, близкими к автоклавному.

Это подтверждают опыты, в которых использовали такие материалы, как портландцемент марки ПЦ400-Д20 Белгородского цементного завода, золу-унос Кураховской ГРЭС с насыпной плотностью 620...760 кг/м<sup>3</sup>, удельной поверхностью 3...5 тыс. см<sup>2</sup>/г, пасту УСП, соответствующую ТУ 38-10765-75, воду, удовлетворяющую ГОСТ 23732-85.

Образцы-кубы с ребром 10 см формовали на установке, схема которой приведена на рисунке. Для приготовления формовочной смеси сначала интенсивно перемешивали воду, цемент и пасту УСП, а затем вводили золу-унос. Форму со смесью помещали в вакуумкамеру, закрывали ее и включали вибрацию. Затем в камере постепенно увеличивали вакуум до заданного значения, после чего вибрирование прекращалось, вакуум выдерживали в течение 5 мин и снижали до нуля. После выдержки образцы пропаривали по режиму 2+6+3 ч при  $t_{max}^0 = 95...98$  °С и испытывали на сжатие по ГОСТ 10180-78 через 28 сут последующего хранения при положительной температуре.

При проведении экспериментов варьировали В/Т, величину вакуума, содержание пасты УСП и отношение массы золы-уноса к массе цемента С.

Приведенные данные свидетельствуют о том, что вибровакuumным способом можно изготавливать неавтоклавный ячеистый бетон с  $\rho_c = 800...1100$  кг/м<sup>3</sup> и  $R_{сж} = 5...9$  МПа, который можно с успехом использовать для сельскохозяйственного и гражданского строительства. Технология его производства сравнительно проста и может быть освоена на любой базе по производству строительных материалов. В настоящее время она внедряется на предприятиях Белгородской обл., в частности, в ПО жилищно-коммунального хозяйства Старооскольского горисполкома для изготовления стандартных блоков размером 188×588×300 мм из неавтоклавного ячеистого бетона с  $\rho_c = 800...1000$  кг/м<sup>3</sup>,  $R_{сж} = 5...8$  МПа. Экономический эффект составляет 10 р. на 1 м<sup>3</sup> изделий.



Установка для формования образцов из ячеистого бетона вибровакuumным способом

А. Е. КОНОНЕНКО, канд. техн. наук, С. Д. ШНЫПКО, инж.  
(НПО Белстройнаука Госстроя БССР)

## Глушители шума машин контактной сварки

Основной шум в арматурных цехах завода ЖБИ создает сварочное оборудование. Эквивалентные уровни звука на рабочих местах сварщиков арматуры составляют 93..99 дБА. Многоэлектродные сварочные машины АТМС 14×75 имеют три главных источника шума — выхлоп воздухораспределителей пневмоприводов перемещения каретки и верхних электродов, удары штоков по торцам направляющих цилиндров при перемещении каретки и механизм подачи поперечного прутка. Самым сильным из них является выхлоп, уровень шума которого более чем на 10 дБ превышает шум остальных источников.

Применяемые на некоторых заводах для снижения шума выхлопа сварочных машин глушители из пористой бронзы [1, 2] и УМКГ с пористым элементом из стального порошка [3] достаточно эффективны, но засоряются, образуя пробку на выходе пневмосистемы. Нередко используют малоэффективные самодельные глушители, представляющие собой отрезки стальных труб диаметром 20...30 см различной длины, закрытые с обеих сторон и имеющие входное и выходное отверстия.

Для снижения шума выхлопа клапанов многоэлектродной сварочной машины в НПО Белстройнаукой разработан трехкамерный глушитель активно-реактивного типа массой 15 кг (рис. 1, 2). Снижение шума в глушителе происходит вследствие расширения газа и превращения звуковой энергии в тепловую в звукопоглощающем материале (минеральная вата с плотностью набивки 75...100 кг/м<sup>3</sup>). Для сглаживания пульсаций и поворотов потока газа служат перфорированные трубки и перегородки. Конденсат, образующийся в глушителе при повышенной влажности воздуха, удаляют через сливное отверстие. Для замены звукопоглощающего мате-

риала торцевая стенка сделана съемной.

На одну многоэлектродную сварочную машину требуется четыре глушителя. На верхней балке рамы сварочной машины устанавливают глушители выхлопа клапанов перемещения верхних электродов по одному на каждый клапан. Два глушителя пневмопривода перемещения каретки можно смонтировать на полу рядом с воздухо-распределителями.

Частотный спектр снижения шума глушителем, помещенным на выхлопе пневмопривода каретки, измеряли шумомером 2209 фирмы «Брюль и Кьер» в режиме «удержание пика импульса». Без глушителя микрофон с конусным колпа-

ком UA 0386 располагали в 1 м от клапана навстречу струе. С глушителем на микрофон надевали поролоновую насадку. Измерения проводили на холостом ходу сварочной машины АТМС 14×75 при работе только пневмопривода перемещения каретки (см. таблицу). При этом уровень звука снизился до 20 дБА. Однако на рабочих местах четырех машин АТМС 14×75, оборудованных глушителями, эквивалентный уровень звука при работе их в рабочем режиме снизился на 8, 12, 13 и 16 дБА. Отличие от эффективности глушителя объясняется тем, что после заглушения выхлопа преобладал шум других узлов сварочной машины. Кроме того, уровень шума

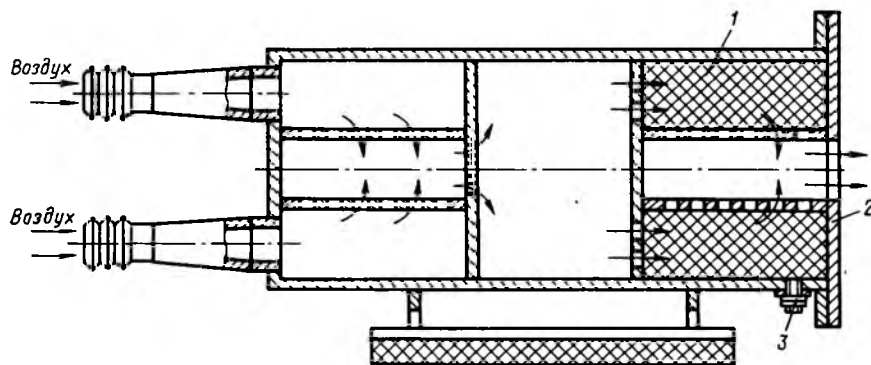


Рис. 1. Глушитель выхлопа пневмопривода перемещения каретки многоэлектродной сварочной машины АТМС — 14×75

1 — минеральная вата; 2 — съемная крышка; 3 — сливная пробка

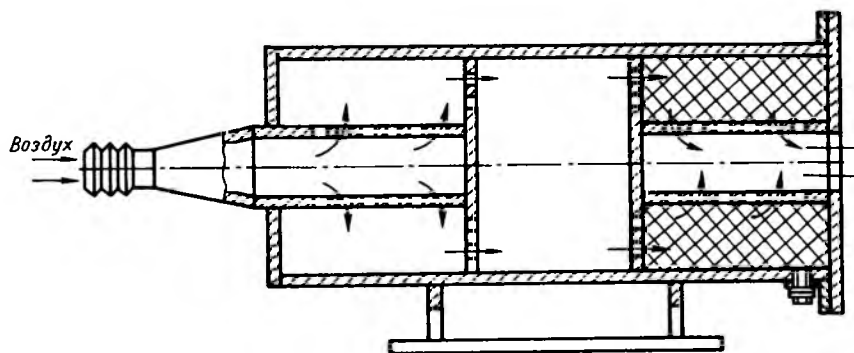


Рис. 2. Глушитель выхлопа пневмопривода перемещения верхних электродов машины АТМС 14×75



машины зависит от ее технического состояния и давления воздуха в пневмосистеме.

Двухлетняя эксплуатация глушителей на заводах показала их высокую надежность, практически не требуется обслуживание. Производительность сварочной машины при установке глушителей не уменьшается, так как они обладают малым аэродинамическим сопротивлением.

Для снижения шума одноточечных стационарных и подвесных машин контактной сварки разработан малогабаритный глушитель, состоящий из металлического основания, заполненного минеральной ватой, и опирающегося на него пористого стакана из порошкового металла (рис. 3). Минеральная вата, кроме звукопоглощения, очищает поступающий в глушитель воздух. Для сглаживания пульсаций потока воздуха между основанием и пористым стаканом помещена металлическая перегородка с мелкой и частой перфорацией. Под ней находится воздухопроницаемая прокладка из волокнистого синтетического материала, предотвращающая выдувание минеральной ваты в пористый стакан. Для исследования влияния коэффициента пористости на эффективность глушителя пористые стаканы изготавливали из бронзового порошка трех фракций с размерами частиц 0,10...0,16; 0,20...0,315 и 0,40...0,63 мм методом спекания в форме без прессования.

Эффективность малогабаритных глушителей, установленных на одноточечных стационарных машинах МТП и сварочных клещах, видна из таблицы. Условия измерений те же, но шумомер работал в режиме «импульс». Снижение уровня звука глушителем составило 26 дБА на расстоянии 1 м от него. На рабочем месте сварщика эквивалентный уровень звука для трех одноточечных сварочных машин снизился на 18, 20 и 22 дБА, для сварочных клещей — на 19 дБА согласно ГОСТ 12.1.050—86.

Измерения шума одной и той же сварочной машины с глушителем, на который были поочередно установлены стаканы из порошка бронзы трех разных фракций, показали отсутствие зависимости эффективности снижения шума глушителем от крупности частиц порошка фракций 0,1...0,63 мм. Так как с уменьшением размеров частиц

| Показатели  | Среднегеометрическая частота октавной полосы, Гц |     |     |     |      |      |      |      |
|---|--|-----|-----|-----|------|------|------|------|
|   | 63   | 125 | 250 | 500 | 1000 | 2000 | 4000 | 8000 |
| Снижение уровня звукового давления глушителем для многоэлектродной сварочной машины $\Delta L_1$ , дБ | 29   | 30  | 29  | 23  | 20   | 21   | 19   | 19   |
| То же малогабаритным глушителем (среднее по девяти измерениям для трех глушителей) $\Delta L_2$ , дБ  | 10   | 6   | 0   | 8   | 17   | 33   | 28   | 24   |
| Среднеквадратическая ошибка определения $\Delta L_1$  | 3,6  | 2,8 | 3,2 | 2,2 | 0,9  | 1,3  | 1,8  | 2,0  |
| То же $\Delta L_2$  | 2,7  | 1,8 | 3,6 | 1,8 | 0,9  | 1,8  | 2,7  | 1,8  |

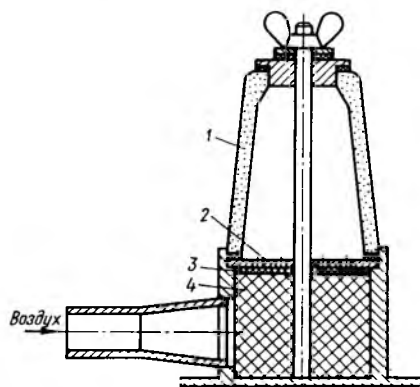


Рис. 3. Глушитель выхлопа пневмопривода перемещения электродов одноточечных сварочных машин

1 — пористый стакан; 2 — перфорированная перегородка; 3 — воздухопроницаемая прокладка; 4 — минеральная вата

снижается пористость порошкового металла и увеличивается аэродинамическое сопротивление, то стаканы для глушителя лучше изготавливать из более крупных частиц. Промышленная эксплуатация малогабаритных глушителей с пористыми стаканами из частиц

0,2...0,35 и 0,4...0,63 мм показала их высокую надежность. Глушители не засоряются, качество минеральной ваты не ухудшается, производительность сварочной машины не уменьшается.

Снижение производственного шума дает экономический эффект благодаря улучшению условий труда и снижению заболеваемости рабочих [4]. Например, при 30 работающих в арматурном цехе снижение шума с 93 до 85 дБА дает ежегодный экономический эффект 5,3 тыс. р.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Глушители шума из пористой бронзы / С. В. Белов, С. Г. Смирнов, А. С. Терехин и др. // Машиностроитель. — 1986. — № 3. — С. 18.
2. Гутин С. М., Гуревич А. И. Глушители шума сварочного оборудования // Машиностроитель. — 1977. — № 6. — С. 36—37.
3. Белов С. В. Пористые металлы в машиностроении. — М.: Машиностроение, 1981. — 247 с.
4. Борьба с шумом на производстве / Справочник под ред. Е. Я. Юдина — М.: Машиностроение, 1985. — 39 с.

## Опыт и перспективы применения бетонов на напрягающем цементе

*Научно-технический семинар под таким названием проводят в Москве в январе 1992 г. Московский Дом научно-технической пропаганды им. Ф. Э. Дзержинского и Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона Гострострой СССР.*

**Цель семинара** — ознакомление широкого круга специалистов с результатами научных исследований, опытом и перспективами использования бетонов на напрягающем цементе в сборном и монолитном строительстве.

*Заявки на участие в семинаре принимаются до 01.12.1991 г. Справки по телефонам: 921-46-23, 174-85-60.*

Е. К. НУРМАГАНБЕТОВ, канд. техн. наук (Алма-Атинский архитектурно-строительный ин-т)

## Поперечный изгиб стержневых железобетонных элементов

Допустим, что стержень имеет постоянное прямоугольное поперечное сечение  $b \times h$ , в плоскости которого рассмотрим ось  $Z$ , направленную вдоль высоты с началом, расположенным в точке, характеризующей отсутствием продольной деформации. При изгибе стержня прямолинейная ось приобретает кривизну  $\kappa = d^2\omega/dx^2$  ( $\omega$  — прогиб стержня). На основании гипотезы плоских сечений\* продольное волокно стержня с координатой  $Z$  получит относительное удлинение  $\epsilon = Z\kappa$ . Для определенности примем, что  $\kappa < 0$ . Тогда положительные значения  $Z$  соответствуют сжатой зоне стержня (см. рисунок).

Экспериментальные зависимости  $\sigma_{ap}^*(\epsilon)$  и  $\sigma_{ac}^*(\epsilon)$  при деформациях растянутой и сжатой арматуры аппроксимируют квадратными параблами

$$\left. \begin{aligned} \text{при } \epsilon > 0 \\ \sigma_{ap} = a_{1p}\epsilon + a_{2p}\epsilon^2; \\ \text{при } \epsilon < 0 \\ \sigma_{ac} = a_{1c}\epsilon + a_{2c}\epsilon^2, \end{aligned} \right\} (1)$$

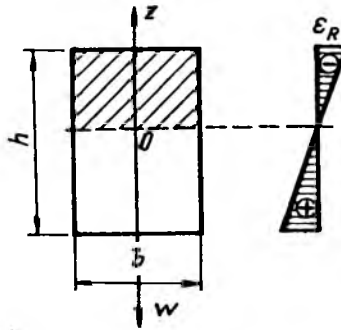
где  $a_{ip}$ ,  $a_{ic}$  ( $i=1,2$ ) определяют из условия минимума функционалов среднеквадратичного отклонения теоретических диаграмм деформирования материала от экспериментальных

$$\left. \begin{aligned} J_{ap}(a_{1p}, a_{2p}) &= \\ &= \int_0^{\epsilon_{ap}^*} [\sigma_{ap}(\epsilon) - \sigma_{ap}^*(\epsilon)]^2 d\epsilon; \\ J_{ac}(a_{1c}, a_{2c}) &= \\ &= \int_0^{\epsilon_{ac}^*} [\sigma_{ac}(\epsilon) - \sigma_{ac}^*(\epsilon)]^2 d\epsilon, \end{aligned} \right\} (2)$$

где  $\epsilon_{ap}^*$ ,  $\epsilon_{ac}^*$  — предельные относительные деформации при растяжении и сжатии. Эти условия имеют вид

$$\frac{dJ_{ap}}{da_{ip}} = 0; \quad \frac{dJ_{ac}}{da_{ic}} = 0$$

\* Лукаш П. А. Основы нелинейной строительной механики. — М.: Стройиздат, 1978. — С. 62—66.



Поперечное сечение стержневого железобетонного элемента

или с учетом зависимостей (1)

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{\epsilon_{ap}^*} (a_{1p}\epsilon + a_{2p}\epsilon^2 - \sigma_{ap}^*)\epsilon^n d\epsilon = 0; \\ \int_0^{\epsilon_{ac}^*} (a_{1c}\epsilon + a_{2c}\epsilon^2 - \sigma_{ac}^*)\epsilon^n d\epsilon = 0. \end{aligned} \right\} (3)$$

Таким образом, из выражений (3) получают две системы линейных алгебраических уравнений — для определения  $a_{1p}$  и  $a_{2p}$  (первый интеграл) и для установления  $a_{1c}$  и  $a_{2c}$  (второй интеграл).

В дальнейшем за основные неизвестные исследуемой задачи удобно принять функции  $\kappa = \kappa(x)$  и  $\epsilon_R = \epsilon_R(x)$  — относительная деформация сжатия крайних волокон бетона. Обозначим  $c_j$  — расстояние от  $j$ -го стержня арматуры до крайних волокон сжатой зоны бетона. Тогда нетрудно подтвердить справедливость формулы  $\epsilon_j = \epsilon_R - c_j\kappa$  для относительной деформации этого стержня. Поэтому на основании зависимостей (1) получаем формулу нормальной силы, возникающей в поперечном сечении стержня от арматуры

$$N_a(\epsilon_R, \kappa) = \sum_j [a_j^i(\epsilon_R - c_j\kappa) - a_j^i(\epsilon_R - c_j\kappa)^2] f_j, \quad (4)$$

где  $f_j$  — площадь  $j$ -го стержня арматуры;  $a_j^i = a_{jp}$  при  $\epsilon_j > 0$ ,  $a_j^i = a_{jc}$  при  $\epsilon_j < 0$  ( $j=1,2$ ).

Суммирование производят по всем стержням арматуры. Верхний индекс  $j$  необходим для учета наличия арматуры с различными физическими свойствами материала.

Аппроксимацию зависимости диаграммы сжатия бетона  $\sigma_b^* = \sigma_b^*(\epsilon)$  представим в виде

$$\sigma_b = \sum_{i=1}^n a_i \epsilon^i \quad (5)$$

при  $\sigma_b < 0$  и  $\epsilon < 0$ .

Тогда нормальная сила, возникающая в бетоне,

$$N_b = b \int_0^{h_1} \sigma_b dz, \quad (6)$$

где  $h_1$  — высота сжатой зоны бетона.

На основании закона плоских сечений, позволяющего получить

$$z = \epsilon / \kappa, \quad dz = d\epsilon / \kappa,$$

$$N_b = \frac{b}{\kappa} \int_0^{\epsilon_R} \sigma_b(\epsilon) d\epsilon, \quad (7)$$

где  $\epsilon_R = h_1\kappa$ . Обозначим

$$\int_0^{\epsilon_R} \sigma_b(\epsilon) d\epsilon = F_N^*(\epsilon_R).$$

Тогда с учетом формулы (5)

$$F_N^*(\epsilon_R) = \sum_{i=1}^n \frac{a_i}{i+1} \epsilon_R^{i+1}. \quad (8)$$

Степень этого полинома  $n+1$  может оказаться достаточно высокой, если, например, функция  $\sigma_b^*(\epsilon)$  немонотонна и ее аппроксимация функцией  $\sigma_b(\epsilon)$  требует учета большого числа членов. Поскольку функция  $F_N^*(\epsilon_R)$  монотонна, то ее можно достаточно хорошо аппроксимировать полиномом меньшей, чем  $n+1$  степени:

$$F_N(\epsilon_R) = a_{1N}\epsilon_R + a_{2N}\epsilon_R^2, \quad (9)$$

причем  $a_{1N}$ ,  $a_{2N}$  находят из условия наименьшего квадратичного отклонения функций  $F_N^*(\epsilon_R)$  и  $F_N(\epsilon_R)$  на интервале  $0 \leq |\epsilon_R| \leq |\epsilon_{b\text{пр}}|$ ;  $\epsilon_{b\text{пр}}$  — предельное относительное удлинение бетона при сжатии.

Для этого требуется минимизировать по искомым коэффициентам функционал

$$J_b(a_{1N}, a_{2N}) = \int_0^{\epsilon_{bnp}} [F_N(\epsilon_R) - F_N^*(\epsilon_R)]^2 d\epsilon_R. \quad (10)$$

С учетом условия  $dJ_b/da_{1N} = dJ_b/da_{2N}$ , а также формулы (9)

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{\epsilon_{bnp}} [a_{1N}\epsilon_R + a_{2N}\epsilon_R^2 - F_N^*(\epsilon_R)] \epsilon_R d\epsilon_R &= 0; \\ \int_0^{\epsilon_{bnp}} [a_{1N}\epsilon_R + a_{2N}\epsilon_R^2 - F_N^*(\epsilon_R)] \epsilon_R^2 d\epsilon_R &= 0. \end{aligned} \right\} (11)$$

Если использовать формулу (8) и выполнить интегрирование, получим систему линейных алгебраических уравнений относительно  $a_{1N}$  и  $a_{2N}$ . Продольную силу от сжатой зоны бетона по зависимостям (7), (9) находят из соотношения

$$N_b(\epsilon_R, \kappa) = (a_{1N} + a_{2N}\epsilon_R) \frac{b\epsilon_R}{\kappa}. \quad (12)$$

Изгибающий момент в сечении стержня определяют относительно нейтральной оси. Чтобы получить изгибающий момент от усилия в  $j$ -ом стержне арматуры, следует его значение ( $j$ -ый член выражения (4) умножить на  $-Z_j = -\epsilon_j/\kappa = -(\epsilon_R - c_j\kappa)/\kappa$ .

При этом по формуле (4), находят общий изгибающий момент в поперечном сечении стержня

$$M_a(\epsilon_R, \kappa) = -\frac{1}{\kappa} \sum_j [a_j(\epsilon_R - c_j\kappa)^2 + a_j^2(\epsilon_R - c_j\kappa)^3] f_j. \quad (13)$$

Формулу для изгибающего момента от сжатой зоны бетона

$$M_b = -b \int_0^{h_1} \sigma_b z dz \quad (14)$$

представим в виде

$$M_b = (\epsilon_R, \kappa) = -\frac{b}{\kappa^2} F_M^*(\epsilon_R), \quad (15)$$

где  $F_M^*(\epsilon_R) = \int_0^{\epsilon_R} \sigma_b(\epsilon) \epsilon d\epsilon$  или с учетом выражения (15)

$$F_M^*(\epsilon_R) = \sum_{i=1}^n \frac{a_i}{i+2} \epsilon_R^{i+2}. \quad (16)$$

Эту функцию приближают полиномом

$$F_M(\epsilon_R) = a_{1M}\epsilon_R^2 + a_{2M}\epsilon_R^3. \quad (17)$$

причем  $a_{1M}$  и  $a_{2M}$  определяют аналогично  $a_{1N}$  и  $a_{2N}$ .

После преобразований получим

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{\epsilon_{bnp}} [a_{1M}\epsilon_R^2 + a_{2M}\epsilon_R^3 - F_M^*(\epsilon_R)] \times \\ \times \epsilon_R^2 d\epsilon_R = 0; \\ \int_0^{\epsilon_{bnp}} [a_{1M}\epsilon_R^2 + a_{2M}\epsilon_R^3 - F_M^*(\epsilon_R)] \times \\ \times \epsilon_R^3 d\epsilon_R = 0. \end{aligned} \right\} (18)$$

Подставим в формулу (15) вместо функции  $F_M^*(\epsilon_R)$  ее приближенное значение  $F_M(\epsilon_R)$  и найдем

$$M_b(\epsilon_R, \kappa) = (a_{1M} + a_{2M}\epsilon_R) \frac{b\epsilon_R^2}{\kappa^2}. \quad (19)$$

До сих пор был рассмотрен случай, когда  $\kappa < 0$ . Установлено, что полученные при этом основные формулы применимы, когда имеет положительное значение:

$$\left. \begin{aligned} N_a(\epsilon_R, \kappa) &= \sum_j [a_j(\epsilon_R \pm c_j\kappa) + a_j^2(\epsilon_R \pm c_j\kappa)^2] f_j; \\ N_b(\epsilon_R, \kappa) &= \mp (a_{1N} + a_{2N}\epsilon_R) \frac{b\epsilon_R}{\kappa}; \\ M_a(\epsilon_R, \kappa) &= -\frac{1}{\kappa} \sum_j [a_j(\epsilon_R \pm c_j\kappa)^2 + a_j^2(\epsilon_R \pm c_j\kappa)^3] f_j; \\ M_b(\epsilon_R, \kappa) &= \mp (a_{1M} + a_{2M}\epsilon_R) \frac{b\epsilon_R^2}{\kappa^2}. \end{aligned} \right\} (20)$$

В этих формулах принимается верхний знак при  $\kappa > 0$  и нижний, если  $\kappa < 0$ . При этом функции  $N_a$ ,  $N_b$  не зависят от знака  $\kappa$ , а  $M_a$ ,  $M_b$  меняют знак при изменении  $\kappa$ . Армирование поперечного сечения стержня сохраняется, но считается повернутым в своей плоскости на  $180^\circ$ . Таким образом,  $\epsilon_R$  — относительная деформация сжатия крайних верхних волокон бетона при  $\kappa < 0$  и нижних волокон при  $\kappa > 0$ . При этом ось  $Z$  направлена вниз.

Нормальная сила и изгибающий момент в поперечном сечении стержневых железобетонных элементов:

$$\left. \begin{aligned} N &= N_a + N_b; \\ M &= M_a + M_b, \end{aligned} \right\} (21)$$

где слагаемые правых частей определяются зависимостями (20).

Одно из уравнений, связывающее функции  $\kappa$  и  $\epsilon_R$ , получим из условия  $N=0$ , которое с учетом формул (20), (21) приведем к виду  $g_2\epsilon_R^2 + g_1\epsilon_R + g_0 = 0$ , (22)

где

$$g_0 = \kappa \sum_j (\pm a_j c_j \kappa + a_j^2 c_j^2 \kappa^2) f_j;$$

$$g_1 = \mp b a_{1N} + \kappa \sum_j (a_j \pm 2a_j^2 c_j \kappa) f_j;$$

$$g_2 = \mp b a_{2N} + \kappa \sum_j a_j^2 f_j.$$

Поперечная сила

$$Q = -\frac{dM}{dx} = -\left( \frac{dM}{dx} \frac{dx}{dx} + \frac{dM}{d\epsilon_R} \frac{d\epsilon_R}{dx} \right). \quad (23)$$

Выразим производную  $d\epsilon_R/dx$  через  $dx/dx$  по уравнению (22). Обозначим

$$\Phi(\epsilon_R, \kappa) = g_2\epsilon_R^2 + g_1\epsilon_R + g_0.$$

Из условия  $\Phi(\epsilon_R, \kappa) = 0$  следует, что

$$\frac{d\Phi}{dx} = \frac{d\Phi}{d\kappa} \frac{d\kappa}{dx} + \frac{d\Phi}{d\epsilon_R} \frac{d\epsilon_R}{dx} = 0. \quad (24)$$

Отсюда

$$\frac{d\epsilon_R}{dx} = -\beta \frac{d\kappa}{dx}, \quad (25)$$

где

$$\beta = \frac{\frac{d\Phi}{d\kappa}}{\frac{d\Phi}{d\epsilon_R}}.$$

Теперь формула (23) с учетом зависимости (25)

$$Q = \left( \beta \frac{dM}{d\epsilon_R} - \frac{dM}{d\kappa} \right) \frac{d\kappa}{dx}. \quad (26)$$

Пусть  $q = q(x)$  — действующая на стержень погонная поперечная нагрузка. Тогда

$$\frac{dQ}{dx} = q$$

или

$$\frac{d}{dx} \left( \beta \frac{dM}{d\epsilon_R} - \frac{dM}{d\kappa} \right) \frac{d\kappa}{dx} + \left( \beta \frac{dM}{d\epsilon_R} - \frac{dM}{d\kappa} \right) \frac{d^2\kappa}{dx^2} = q.$$

Отсюда, используя условие

$$\frac{d}{dx} \left( \beta \frac{dM}{d\epsilon_R} - \frac{dM}{d\kappa} \right) = \left( \frac{d\beta}{d\kappa} \frac{d\kappa}{d\epsilon_R} + \beta \frac{d^2M}{dx d\epsilon_R} - \frac{d^2M}{dx^2} \right) \frac{d\kappa}{dx} + \left( \frac{d\beta}{d\epsilon_R} \frac{dM}{d\epsilon_R} + \beta \frac{d^2M}{d\epsilon_R^2} - \frac{d^2M}{dx d\epsilon_R} \right) \frac{d\epsilon_R}{dx},$$

а также формулу (25),

$$L(\epsilon_R, \kappa) = q, \quad (27)$$

где

$$L(\epsilon_R, \kappa) = \left[ \left( \frac{d\beta}{d\kappa} - \beta \frac{d\beta}{d\epsilon_R} \right) \frac{dM}{d\epsilon_R} + 2\beta \frac{d^2M}{dx d\epsilon_R} - \frac{d^2M}{dx^2} - \beta^2 \frac{d^2M}{d\epsilon_R^2} \right] \times \left( \frac{d\kappa}{dx} \right)^2 + \left( \beta \frac{dM}{d\epsilon_R} - \frac{dM}{d\kappa} \right) \frac{d^2\kappa}{dx^2}.$$

Итак, получена система из двух уравнений относительно функций  $\kappa$  и  $\epsilon_R$ . Первое представляет нелинейное конечное соотношение, второе — нелинейное дифферен-

циальное уравнение. Чтобы перейти к системе уравнений относительно функций прогиба и  $\varepsilon_{R_s}$ , следует считать  $\kappa = d^2\omega/dx^2$ . Как и следовало ожидать, дифференциальное уравнение (27) относительно прогиба имеет четвертый порядок. На основе уравнений (22) и (27) разработан алгоритм и составлена программа расчета на ЭВМ.

**Пример.** Требуется определить поперечную нагрузку по жесткости и прочности для шарнирно опертой железобетонной балки ( $l=6$  м) прямоугольного сечения размером  $0,3 \times 0,6$  м и с продольной арматурой класса А-III ( $R_s = R_{sc} = 365$  МПа), площадь сечения которой в растянутой и сжатой зоне составляет  $A_s = 18,85 \cdot 10^{-4}$ ,  $A'_s = 1,57 \cdot 10^{-4}$  м<sup>2</sup> и бетон класса

В25 ( $R_b = 14,5$  МПа). Рабочая высота сечения  $h_0 = 0,56$  м.

Задачу решают по методу Бубнова-Галеркина в первом приближении, принимая  $\omega(x) = \omega_0 \sin(\pi x/l)$  ( $\omega_0$  — максимальный прогиб в среднем сечении стержня). Поскольку

$$\kappa = -\frac{\pi^2}{l^2} \omega_0 \sin \frac{\pi x}{l} \leq 0 \quad (28)$$

$$(0 \leq x \leq l),$$

во всех формулах, в которых встречаются два знака, необходимо выбирать нижний.

В соответствии с методом Бубнова-Галеркина, умножая левые и правые части уравнения (27) на  $\sin(\pi x/l)$  и интегрируя по всей длине балки, получим

$$\int_0^l L(\varepsilon_R, \kappa) \sin \frac{\pi x}{l} dx =$$

$$= \int_0^l q(x) \sin \frac{\pi x}{l} dx, \quad (29)$$

причем интеграл в левой части определяют численно.

Изложенный алгоритм расчета железобетонной балки был реализован на ЭВМ. В результате решения задачи с учетом выражений (28), (29) поперечная нагрузка по жесткости балки оказалась равной  $q = 43,5$  кН/м (прогиб в центре  $0,03$  м). Поперечная нагрузка по прочности  $q = 60,7$  кН/м (прогиб в центре  $\omega_0 = 0,044$  м).

Изложенный метод позволяет с необходимой точностью рассчитывать стержневые железобетонные конструкции и может быть легко реализован на ЭВМ.

УДК 624.012.45

И. Н. ТИХОНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Расчет сечений железобетонных элементов при действии кратковременных динамических нагрузок

Основное требование, предъявляемое к железобетонным конструкциям, подверженным действию кратковременной динамической нагрузки, — полное исчерпание несущей способности без обрушения [1]. При этом могут отмечаться значительные пластические деформации арматуры, большие остаточные перемещения и трещины, остающиеся после воздействия динамической нагрузки. Предельные состояния в этом случае обычно нормируют с помощью предельных прогибов и углов раскрытия в шарнире пластичности. Широкое распространение получил способ расчета, согласно которому предельное состояние балочных конструкций характеризуется отношением полного прогиба, соответствующего началу разрушения бетона сжатой зоны, к прогибу в момент достижения растянутой арматурой предела текучести. Предельное состояние железобетонного элемента может характеризоваться также коэффициентом  $K$ :

$$K = \frac{1}{\frac{r_{ud}}{1}}, \quad (1)$$

$$r_{0,2,d}$$

где  $(1/r)_{ud}$  — предельная кривизна железобетонного элемента в сечении с трещиной, соответствующая началу разрушения бетона сжатой зоны при динамическом нагружении ( $\xi_d < \xi_{R,d}$ );  $(1/r)_{0,2,d}$  — кривизна железобетонного элемента, соответствующая достижению напряжениями в растянутой арматуре условного предела текучести при динамическом нагружении, в том числе и для элементов, армированных сталью с площадкой текучести.

При расчете железобетонных элементов, подверженных кратковременному динамическому нагружению, на эквивалентные статические нагрузки целесообразно таким образом подобрать размеры поперечного сечения, площадь рабочей арматуры, механические характеристики материалов, чтобы обеспечить максимально допустимое раскрытие пластического шарнира. В этом случае момент начала разрушения бетона сжатой зоны будет соответствовать максимально допустимым, исключаящим разрыв, пластическим деформациям растянутой арматуры, а  $K = \bar{K}$ . Выполнение этих условий при проектировании возможно только при относительной высоте сжатой зоны

бетона  $\xi_d$  меньше граничных значений  $\xi_{R,d}$ .

В источнике [2]  $1/r_{ud}$  для железобетонных элементов при кратковременном динамическом нагружении предлагается определять по формуле

$$\frac{1}{r_{ud}} = \frac{\varepsilon_{bmd} \omega_d}{h_0 \xi_d}, \quad (2)$$

где  $\varepsilon_{bmd}$  — предельные краевые относительные деформации сжатой зоны бетона изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при разрушении (рис. 1);  $\omega_d$  — коэффициент перехода от условной прямоугольной к фактической криволинейной эпюре напряжений в сжатой зоне бетона элемента;  $\omega_d = 0,85 - 0,006 R_{bd}$ ;  $\xi_d$  — относительная высота сжатой зоны бетона при динамическом нагружении, определяемая по СНиПу при динамических сопротивлениях арматуры растяжению  $R_{s,d}$ , сжатию  $R_{sc,d}$  и бетона  $R_{bd}$ , вычисляемых как произведения коэффициентов динамического упрочнения и нормативных сопротивлений материала:

$$\xi_d = \frac{x_d}{h_0}.$$

При установлении  $1/r_{0,2,d}$  следует

учесть, что в момент достижения напряжениями в арматуре условного предела текучести при  $\xi_d < \xi_{Rd}$  распределение напряжений в бетоне сжатой зоны изгибаемого и внецентренно сжатого элемента обычно близко к линейному, особенно при динамическом нагружении (см. рис. 1). Приняв это условие,

$$\frac{1}{r_{0,2d}} = \frac{\epsilon_{0,2d}}{h_0(1-2\xi_{0,2d})} \quad (3)$$

где  $\epsilon_{0,2d}$ ,  $\xi_{0,2d}$  — относительные деформации растянутой арматуры и относительная высота сжатой зоны бетона при условной прямоугольной эпюре напряжений и в момент достижения напряжениями в растянутой арматуре условного предела текучести при динамическом нагружении:

$$\epsilon_{0,2d} = \frac{R_{sd}}{E_s} + 0,002;$$

$$\xi_{0,2d} = \frac{x_{0,2d}}{h_0}$$

Учитывая, что характер деформирования бетона сжатой зоны слабоармированных железобетонных элементов при статическом и кратковременном динамическом нагружении практически одинаков, принимаем для  $\xi_{0,2d}$  в соответствии с источником [3] при  $\xi_d \leq 0,25$

$$\xi_{0,2d} = 0,11 + 0,5\xi_d \quad (4)$$

Тогда

$$\frac{1}{r_{0,2d}} = \frac{R_{sd} + 0,002E_s}{E_s h_0 (0,78 - \xi_d)}; \quad (5)$$

$$K = \frac{\epsilon_{bmd} \omega_d E_s (0,78 - \xi_d)}{\xi_d (R_{sd} + 0,002E_s)} \quad (6)$$

Заменяя в зависимости (6)  $K = \bar{K}$ , получим формулу для нахождения минимальной относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_{min,d}$ , соответствующей максимально допустимым пластическим деформациям растянутой арматуры

$$\xi_{min,d} = \frac{0,78 \epsilon_{bmd} \omega_d E_s}{\bar{K} R_{sd} + E_s (0,002 \bar{K} + \epsilon_{bmd} \omega_d)}; \quad (7)$$

Рабочую высоту сечения  $h_0$  и площадь растянутой арматуры  $A_s$  изгибаемых железобетонных элементов, соответствующие  $\xi_{min,d}$ , можно установить по формулам, полученным из известных условий равновесия внешних сил и внутренних усилий

$$h_{01} = \sqrt{\frac{M_{ud}}{R_{bd} b \xi_{min,d} (1 - 0,5 \xi_{min,d})}}; \quad (8)$$

$$A_{s1} = \frac{R_{bd} b h_{01} \xi_{min,d}}{\eta R_{sd}}; \quad (9)$$

где  $M_{ud}$  — момент от эквивалентной статической нагрузки;  $\eta$  —

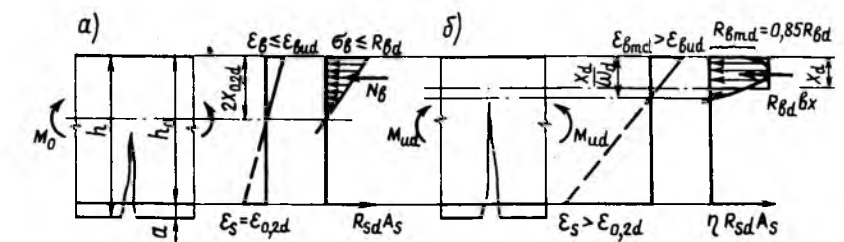


Рис. 1. Эпюры деформаций и напряжений, схемы усилий в сечении с трещиной, нормальной к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при динамическом нагружении и  $\xi_d < \xi_{Rd}$   
а —  $\epsilon_s = \epsilon_{0,2d}$ ; б —  $\epsilon_{bd} = \epsilon_{bmd}$ ;  $\epsilon_{bud}$  — крайние деформации бетона при  $\sigma_b = R_{bd}$ .

коэффициент, учитывающий работу арматуры при напряжениях выше физического или условного предела текучести.

Значения  $h_{01}$  по формуле (8) могут быть достаточно велики для выполнения условия  $h_{01} > \frac{2a_1}{\xi_{min,d}}$  ( $a_1$  — минимальная толщина защитного слоя арматуры по СНиПу). Для уменьшения  $h_0$  целесообразно ввести армирование сжатой зоны бетона элемента

$$h_{02} = \sqrt{\frac{M_{ud} - R_{scd} A'_s (h_{01} - a')}{R_{bd} b \xi_{min,d} (1 - 0,5 \xi_{min,d})}} \geq \frac{2a'}{\xi_{min,d}}; \quad (10)$$

$$A_{s2} = \frac{R_{bd} b h_{02} \xi_{min,d} + R_{scd} A'_s}{\eta R_{sd}} \quad (11)$$

Снижение  $h_0$  возможно также вследствие увеличения ширины эллипса сечения  $b$ , при этом для экономии бетона целесообразно принимать тавровое сечение. Аналогично рекомендуется подбирать сечения внецентренно сжатых железобетонных элементов. В этом случае в формулах (8)...(11) учитывают  $N$  и эксцентриситет ее приложения относительно центра тяжести растянутой арматуры  $e$ . Предельно допустимые величины  $\bar{K}$  в формуле (7) без большой погрешности можно назначать в зависимости только от механических свойств растянутой рабочей арматуры железобетонных элементов.

Известно, что длина участка пластического деформирования арматурной стали при статическом и динамическом нагружении достаточно надежно характеризуется равномерным относительным удлинением  $\delta_p$  (рис. 2).

Таким образом,

$$\bar{K} \leq \frac{\delta_p \cdot 10^{-2}}{\epsilon_{0,2d}} = \frac{\delta_p E_s \cdot 10^{-2}}{R_{sd} + 0,002 E_s}; \quad (12)$$

где  $\delta_p$  принимают по ГОСТ 5781—82 и ГОСТ 10884—81.

Для стали классов А-III и А<sub>Т</sub>-IIIС  $\delta_p$  не нормируются, однако их фактические значения выше, чем у ста-

ли классов А-IV и А<sub>Т</sub>-IVС. Следовательно, с достаточной осторожностью можно принять для А-III и А<sub>Т</sub>-IIIС  $\delta_p \leq 5\%$  (см. рис. 2).

Во всех исследованиях арматуры разных классов при динамическом нагружении отмечалось более интенсивное повышение физического или условного предела текучести по сравнению с временным сопротивлением. Учитывая это, к назначению  $\eta$  для расчетов элементов с высокопрочной арматурой на динамические нагрузки надо относиться более осторожно, чем на статические. При подборе сечений с использованием  $\xi_{min,d}$  по формуле (7) допускаются значительные пластические деформации в арматуре, превышающие 1%. В этом случае напряжения в растянутой арматуре приближаются к предельному значению при динамическом нагружении  $\sigma_{sud}$ . Так как  $\sigma_{sud} > \sigma_{su}$ , то  $\eta$  можно с достаточной надежностью представить в виде

$$\eta = \frac{\sigma_{su, min}}{R_{sd}} \quad (13)$$

где  $\sigma_{su, min}$  — временное сопротивление разрыву арматуры разных классов при статическом нагружении, нормируемое ГОСТ 5781—82 и ГОСТ 10884—81.

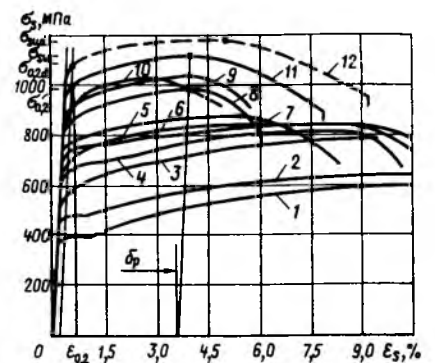


Рис. 2. Диаграммы растяжения арматурных сталей при статическом (—) и динамическом (---) нагружении

1, 2 — А-III, А<sub>Т</sub>-IIIС, 3...7 —  $\varnothing$  6, 10, 12, 14, 25 А<sub>Т</sub>-IVС; 8...10 —  $\varnothing$  10, 14, 25 А<sub>Т</sub>-V; 11, 12 —  $\varnothing$  12 А<sub>Т</sub>-V

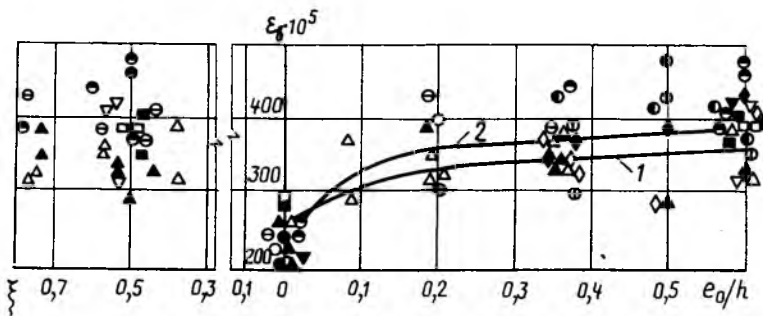


Рис. 3. Предельные относительные деформации сжатого бетона образцов-стоек при статическом (незалитые точки) и однократном динамическом нагружении (залитые)  
1 — усредненные значения при статическом нагружении; 2 — то же при динамическом

На рис. 3 приведены данные испытаний образцов-стоек при статическом и однократном динамическом нагружении [2]. По приведенным результатам можно сделать вывод о резком отличии предельных краевых относительных деформаций при статическом  $\varepsilon_{bm}$  и динамическом  $\varepsilon_{bmd}$  внецентренном сжатии от предельных деформаций бетона при статическом  $\varepsilon_{bu1}$  и динамическом  $\varepsilon_{bud}$  равномерном сжа-

тии. При этом отмечалось некоторое превышение  $\varepsilon_{bmd}$  над  $\varepsilon_{bm}$  и не наблюдалось резкого изменения этих величин от  $\xi$  и  $\xi_d$ .

Таким образом, до проведения специальных исследований можно определять  $\varepsilon_{bmd}$  по известной зависимости

$$\varepsilon_{bmd} = \frac{\varepsilon_{bu1,d}}{1 - \frac{\omega_d}{1,1}} \quad (14)$$

УДК 624.072.2:539.4

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); В. П. ПРУДНИКОВ, инж. (ЦНИИЭПсельстрой)

## Прочность железобетонных балок постоянной и переменной высоты с опорами на разных уровнях

Широкое применение железобетонных конструкций в различных областях строительства вызывает необходимость совершенствования методов их расчета. В последнее время для производственных сельскохозяйственных зданий используют односкатные железобетонные балки покрытия (с опорами на разных уровнях) пролетами 6; 7,5; 9 и 12 м под асбестоцементную кровлю с уклоном  $14^\circ$ , а в жилищном строительстве стропила с уклоном кровли  $14...45^\circ$ . Для практических расчетов таких конструкций существуют приближенные методы, выполненные для балок в горизонтальном положении, что приводит к перерасходу металла.

В связи с этим возникла необходимость проверки этого метода для расчета наклонных сечений балок на действие поперечной силы к односкатным балкам. С этой целью на экспериментальной базе ЦНИИЭПсельстрой испытали односкатные балки с опорами на разных уровнях.

В ходе экспериментов исследовали влияние угла наклона оси балок (до  $45^\circ$ ) на прочность наклонных сечений и угла наклона растянутой грани к оси балки (до  $30^\circ$ ) на прочность наклонных сечений. При этом изготовили три серии железобетонных балок прямоугольного сечения, всего 32. В качестве базового образца использовали элемент прямоугольного сечения постоянной высоты, размером  $15 \times 30 \times 255$  см, армированный нижней продольной арматурой 2  $\varnothing 28A-III$ , верхней 2  $\varnothing 10A-III$ . Поперечную арматуру выполняли из стержней  $\varnothing 6A-I$  (рис. 1). При этом варьировали угол наклона растянутой грани, высоту в пролете (см. рис. 1) и угол наклона оси балки (рис. 2). Эксперименты проводили на специальной рычажной установке, позволившей испытать балки при различных углах наклона их оси.

Все балки разрушились у нижней опоры по наклонному сечению от раздавливания со срезом сжатой зоны бетона или от раздавливания

Анализом результатов испытаний установлено, что при кратковременном динамическом нагружении с длительностью до разрушения более 0,05 с можно принять для тяжелого бетона  $\varepsilon_{bu,d} = 200 \cdot 10^{-5}$  [2, 4].

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Расчет конструкций специальных сооружений. — М.: Стройиздат, 1990. — 208 с.
2. Новое о прочности железобетона / А. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, С. М. Крылов и др. — М.: Стройиздат, 1977. — 272 с.
3. Зайцев Л. Н. Исследования трещинообразования, деформаций и несущей способности неразрезных железобетонных плит // Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1972. — С. 106—130.
4. Белобров И. К., Шербина В. И. Влияние быстрых загрузений на прочность железобетонных балок // Влияние скоростных нагружений, гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат. — С. 37—87.

с выколом сжатой зоны бетона. На балки с опорами на разных уровнях действуют вертикальные сосредоточенные силы  $P$  и опорные реакции  $R$ . В свою очередь, силы  $P$  и  $R$  можно разложить на продольные  $N$  и поперечные  $Q$ . В данной системе  $N$  от вертикальных сил  $P$  и  $R$  создают дополнительные изгибающие моменты одного направления вследствие их приложения на различном уровне по высоте балки (у верхней и нижней грани). От действия этих моментов в системе возникают дополнительные поперечные силы  $\Delta Q_1$  у нижней опоры и —  $\Delta Q_1$  у верхней (рис. 3)

$$\Delta Q_1 = \frac{2Nh}{l} \quad (1)$$

Поперечные силы у нижней опоры оказывают дополнительное загружающее воздействие, а у верхней — разгружающее. Этим объясняется разрушение балок у нижней опоры. Поперечная сила у верхней опоры оказалась меньше, чем у нижней.

При испытаниях железобетонных балок с опорами на разных уровнях возникают продольные сжимающие усилия у нижней опоры и продольные растягивающие усилия у верхней, приложенные с эксцентриситетом. Так как верхняя опора менее нагружена поперечными силами, и у этой опоры не отмечено ни одного случая разрушения по наклонному сечению, расчет не производили.

Усовершенствованную методику расчета прочности железобетонных элементов с опорами на разных уровнях на действие поперечных сил разрабатывают на основе СНиП 2.03.01—84. Существующий расчет прочности элементов по наклонным сечениям, исходя из принципа равновесия предельных усилий в наклонном сечении, построен на данных многочисленных опытов на балках, испытанных в горизонтальном положении, и включает закономерности эмпирического характера. Такое решение является обоснованным в силу простоты и удобства при практическом использовании принятого метода.

По СНиПу расчет на действие поперечных сил для балок с параллельными гранями (постоянной высоты) и с опорами на одном уровне (в горизонтальном положении) производят из рассмотрения прочности по наклонному сечению, определяя предельные усилия как сумму усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой. Влияние продольных сжимающих сил характеризуется коэффициентом  $\varphi_n$ , который учитывают при подсчете поперечного усилия  $Q_b$ , воспринимаемого бетоном. Применение в первом приближении этой методики и сравнение расчетных и опытных данных показало, что несущая способность ниже опытной на 25...35%, следовательно, существует значительный запас прочности.

Анализом установлено, что для создания усовершенствованной методики расчета балок с опорами на разных уровнях на действие поперечных сил целесообразно принять для расчета общий принцип суммарного учета сопротивления бетона  $Q_{b1}$  и поперечной арматуры  $Q_{sw1}$ . В этом случае поперечные силы

$$Q_1 = Q_{b1} + Q_{sw1}. \quad (2)$$

Снизить запас прочности можно заменой  $\varphi_n$  на  $\varphi_{n1}$ :

$$\varphi_{n1} = 0,5 \frac{N}{R_b b h_0} \leq 0,5. \quad (3)$$

В формуле (2)  $Q_1$  принимают в виде проекции вертикального усилия  $P$  на нормаль к продольной оси балки, а в зависимости (3)  $N$  представляет собой проекцию вертикального усилия  $P$  на продольную ось балки (рис. 4)

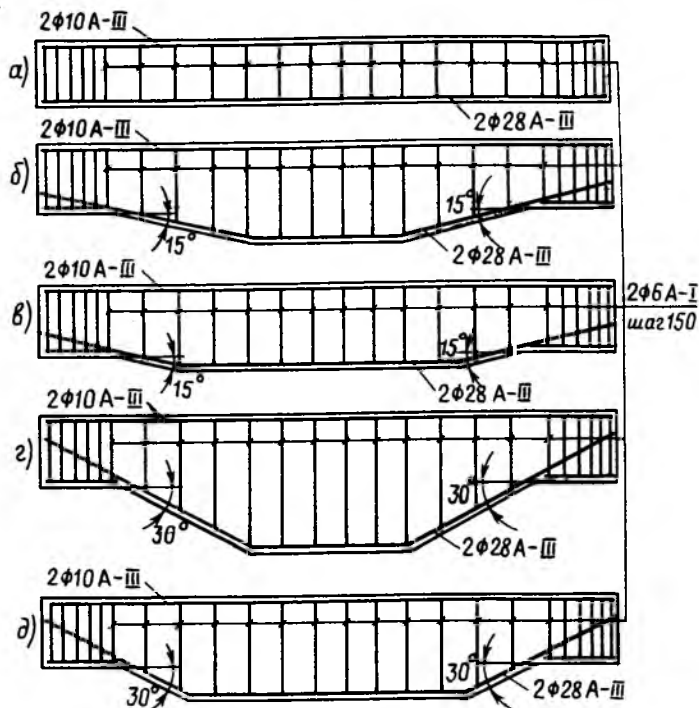


Рис. 1. Опытные балки

а — серия I; б — серия II; в — то же с уменьшенной высотой в пролете; г — серия III; д — то же с уменьшенной высотой в пролете

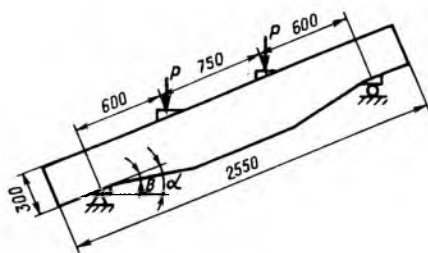


Рис. 2. Схема испытаний опытных балок

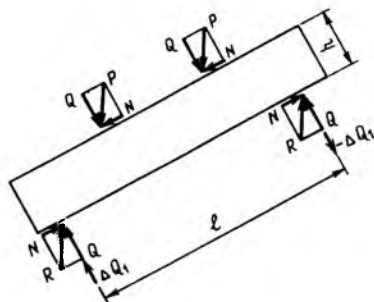


Рис. 3. Схема усилий, действующих на балку

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= P \cos \alpha; \\ N &= P \sin \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

При этом включена дополнительная поперечная сила  $\Delta Q_1$ . Следует отметить, что в СНиП 2.03.01—84  $\varphi_n$ , учитывающий только положительное влияние центральной при-

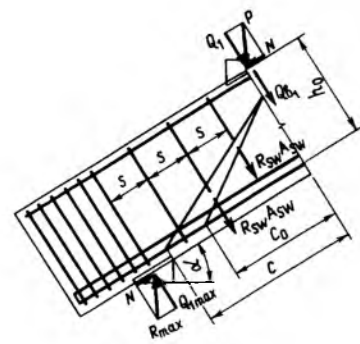


Рис. 4. Схема расчетных усилий в наклонном сечении балок с параллельными поясами (постоянной высоты) при наклонном положении балки

ложенных продольных сжимающих усилий, получен на балках, испытанных в горизонтальном положении. В данном случае продольные силы приложены внецентренно и создают изгибающий момент, противоположный по знаку моменту от действия поперечных сил. Поэтому расчет по нормам приводит к некоторому запасу прочности, который связан с введением  $\varphi_{n1} = 0,5$  вместо  $\varphi_n = 0,1$ .

Предельная поперечная сила  $Q_{b1}$ , воспринимаемая бетоном,

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_{n1}) R_b b h_0^2}{c}, \quad (5)$$

причем  $(1 + \varphi_n) \leq 1,5$ .

Другим способом расчета наклонных сечений балок с достаточной степенью точности в запас прочности является замена коэффициента  $\varphi_n$  на  $\varphi_{n1}$ , зависящий от

угла наклона оси балки  $\alpha$ . Расчет производят по известному уже условию равновесия поперечных сил относительно продольной оси балки

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_{\alpha})R_b b h_0^2}{c}, \quad (6)$$

причем при горизонтальном положении элемента  $(1 + \varphi_{\alpha}) = 1$ , поэтому коэффициент  $\varphi_{\alpha}$  хорошо описывается зависимостью

$$\varphi_{\alpha} = 0,5 \operatorname{tg} \alpha.$$

Лучшее совпадение с опытными данными дает вариант с применением коэффициента  $\varphi_{n1}$ . При обработке результатов установлено, что поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над наклонной трещиной и продольной арматурой, зависит от угла наклона растянутой грани  $\beta$ . В Пособии к СНиПу элементы с наклонной растянутой гранью по прочности наклонных сечений на действие поперечных сил предлагается рассчитывать при определении предельных суммарных усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой, принимая в качестве рабочей высоты  $h_0$  ее наибольшее значение в пределах наклонного сечения (рис. 5)

$$Q_2 = Q_{b2} + Q_{sw2}. \quad (7)$$

Такой подход дает приемлемые результаты и может приниматься для расчета с некоторыми коррективами. В элементах с наклонной растянутой гранью от действующего по оси стержня усилия, расположенного у этой грани, возникает поперечная составляющая  $Q_s$ . Поэтому, принимая рабочую высоту  $h_{01}$  в начале наклонного сечения,

$$Q_2 = Q_{hr} + Q_s + Q_{sw2}, \quad (8)$$

где

$$Q_{b2} = \frac{\varphi_{b2} R_b b h_{01}^2}{c};$$

$$Q_{sw2} = q_{sw} c_0;$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_b b h_{01}^2}{q_{sw}}};$$

$$Q_s = N_s \sin \beta;$$

$$N_s = \sigma_s A_s.$$

Напряжение в продольной арматуре можно найти из условия равновесия моментов в наклонном сечении относительно равнодействующих сил сжимающих сил

$$\sigma_s = \frac{M - \sum M_{sw}}{0,8 A_s z_s}, \quad (9)$$

где 0,8 — коэффициент, который дает лучшее приближение расчетных напряжений к опытным.

Кроме того, для балок с уменьшенной высотой сечения в пролете следует также производить расчет по моменту в наклонном сечении, проходящем через подрезку (изменение конфигурации балки). Опти-

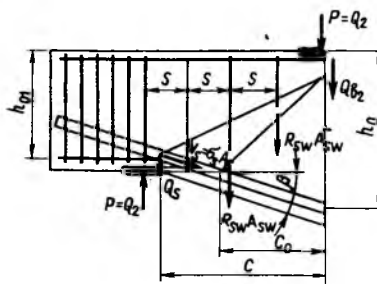


Рис. 5. Схема расчетных усилий в наклонном сечении балок с наклонной растянутой гранью при горизонтальном положении балки

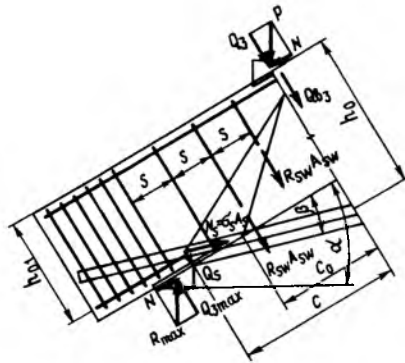


Рис. 6. Схема расчетных усилий в наклонном сечении балок с наклонной растянутой гранью при наклонном положении балки

мальным является расчет по формуле (7).

Для балок с наклонной растянутой гранью и с опорами на разных уровнях используют комплексную методику расчета, учитывающую наклон оси балки и наклон растянутой грани.

Поперечная сила (рис. 6)

$$Q_3 = Q_{b3} + Q_{sw3}. \quad (10)$$

В эту формулу для определения  $Q_{b3}$  можно вводить коэффициенты  $\varphi_{n1}$  или  $\varphi_{\alpha}$ , принимая рабочую высоту  $h_0$  в конце наклонного сечения. Далее расчет производят, как для балки с наклонной растянутой гранью в горизонтальном положении.

При этом для расчета наклонных сечений необходимо ввести ограничения:

угол наклона оси балки не должен превышать  $30^\circ$  ( $\operatorname{tg} \alpha < 0,6$ );

угол наклона растянутой грани не должен быть больше  $15^\circ$  ( $\operatorname{tg} \beta < 0,3$ ).

Более приемлема для данных балок формула

$$Q_3 = Q_{b3} + Q_s + Q_{sw3}, \quad (11)$$

причем  $Q_{b3}$  принимают с коэффициентами  $\varphi_{n1}$  или  $\varphi_{\alpha}$  с рабочей высотой  $h_{01}$  в начале наклонного сечения.

Напряжение в продольной арматуре находят с учетом влияния продольной сжимающей силы

$$\sigma_s = \frac{M - \sum M_{sw} - 0,9 N h}{0,8 A_s z_s}. \quad (12)$$

Так как равнодействующая сжимающих усилий действует несколько ниже верхней грани, момент от продольных сжимающих сил вводят с коэффициентом 0,9.

Сравнение расчетных и опытных данных показало удовлетворительное совпадение. Среднее соотношение опытных и расчетных значений по всем группам опытных образцов дают близкие показатели к  $1 - Q^{\text{exp}}/Q_1 = 1,12 \dots 1,16$ ,  $Q^{\text{exp}}/Q_2 = 0,97 \dots 1,07$  и  $Q^{\text{exp}}/Q_3 = 1,04 \dots 1,08$ . Предложенные методы повышают расчетную несущую способность железобетонных элементов по сравнению со СНиПом до 20 %.

## Выйдут 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., 15000 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.

Сизов В. П. Рациональный подбор составов тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1992. — 12 л.: ил. — (Наука — строит. пр-ву). — 3 р. 90 к.

Излагается расчетно-экспериментальный метод проектирования составов всех видов и классов тяжелого бетона и бетонных смесей с заданными свойствами при наименьшем расходе цемента, а также методика экспериментальной проверки составов. Для облегчения расчета и ускорения подбора составов бетона разработаны номограммы, графики, таблицы для назначения всех необходимых параметров. Приведены основные теоретические положения, являющиеся основой метода проектирования составов бетона.

Для научных и инженерно-технических работников заводских и строительных лабораторий, трестов, СМУ.



УДК 691:53.002.56

Б. Л. АРОНОВ, канд. техн. наук (НИИ дисперсных материалов «Рапид»)

## Измерительно-технологический комплекс «Рапид-Прогноз» — 16 ДРК

Все экспрессные методы испытаний являются вторичными. Точность их определяется надежностью связи «косвенная характеристика  $X$  — искомый параметр  $Y$ » и точностью измерения  $X$ . Зависимость  $X - Y$  в строительстве обычно имеет не функциональный, а статистический характер, и каждому значению  $X_i$  соответствует несколько значений  $Y_i \pm \Delta Y$  [1]. Поэтому важно регистрировать  $X$  с максимально возможной точностью, используя для этого все потенциальные резервы, улучшающие результат.

Известно, что свойства материала зависят от его температуры. ГОСТ 17624—78, например, предусматривает проведение градуировочных и рабочих испытаний в интервале 10 °С. Это приводит к погрешности измерения скорости ультразвука в цементном тесте  $X$  до 28 % (рис. 1). В то же время ужесточение температурных условий испытаний невозможно, так как это привело бы к необходимости построения индивидуальных градуировочных зависимостей для каждого времени года.

Многим дисперсным минеральным вяжущим характерно изменение свойств во времени без влияния внешних воздействий (см. рис. 1). Поэтому повторяемость результатов находится в прямой зависимости от соблюдения временных условий испытаний.

Для автоматического обеспечения одинаковых начальных температурно-временных параметров разработан измерительный прибор, блок-схема которого представлена на рис. 2. В момент контакта минерального вяжущего вещества с жидкостью затворения запускают таймер. Температуру образца  $t_i$  выравнивает компаратор с заданным значением  $t_3$ . Для выравнивания

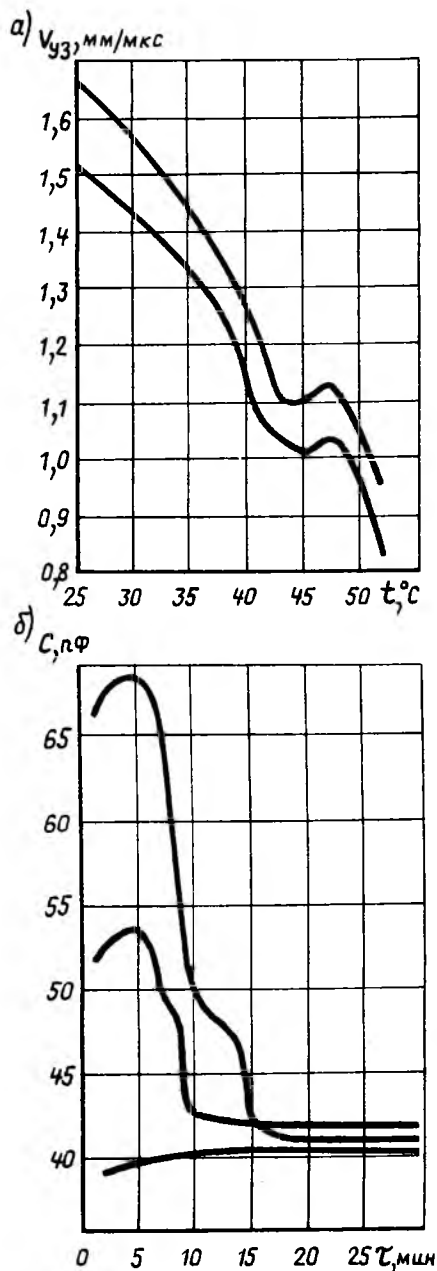


Рис. 1. Изменение свойств цементного теста из Чернореченских ПЦ в зависимости от его температуры (а) и продолжительности взаимодействия цемента с водой затворения (б)

$t_i$  и  $t_3$  блок терморегулирования производит разогрев и (или) охлаждение образца. Пускатель включает измерительный блок в заданный момент достижения образцом предусмотренной условиями экспериментов температуры. Затем в момент времени  $t_3$  фиксируют искомую характеристику  $X$ .

Косвенные методы испытаний не могут быть точнее прямых, однако они менее трудоемки при одинаковой точности. Специальные приемы позволяют получить достоверные и воспроизводимые результаты с высокими статистическими характеристиками.

Большинство стандартов (ГОСТ 18105—80, ГОСТ 310.4—81 и др.) предусматривают дублирование испытаний с дальнейшим использованием среднего арифметического значения 2...6 результатов. Во всех случаях эксперименты проводятся последовательно. Регистра-

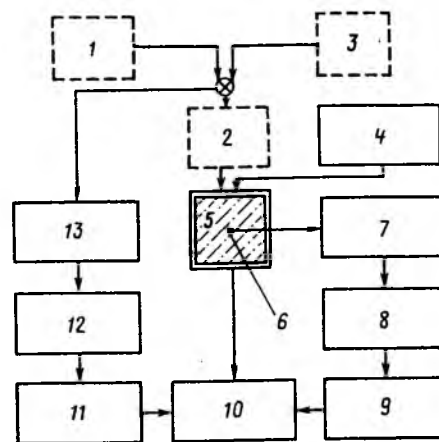


Рис. 2. Блок-схема прибора для испытания цементных материалов при заданных температурно-временных условиях

1 — цемент; 2 — цементное тесто; 3 — вода; 4 — блок терморегулирования; 5 — образец; 6 — датчик температуры; 7 — измеритель температуры ( $t_i$ ); 8 — компаратор ( $t_i \rightarrow t_3$ ); 9 — пускатель ( $t_i = t_3$ ; вкл.); 10 — измерительный блок ( $X_i$ ); 11 — пускатель ( $t_i = t_3$ ; вкл.); 12 — компаратор ( $t_i \rightarrow t_3$ ); 13 — таймер ( $t_i$ )

ция косвенных характеристик искомого параметра современными электрофизическими методами и приборами позволяет одновременно испытывать несколько образцов. Это имеет принципиальное значение, поскольку повышается воспроизводимость результатов, сокращается трудоемкость и продолжительность работы [2]. Результаты улучшаются тем значительнее, чем больше образцов испытывают одновременно.

Перегруппировка данных и использование большего числа выборок меньшего объема, например, объединение образцов в пары, уменьшает выборочную дисперсию по сравнению с одной общей выборкой такого же числа наблюдений [3]. Объединенная оценка дисперсии при этом

$$S_p^2 = \frac{\sum_{i=1}^k v_i S_i^2}{\sum_{i=1}^k v_i}, \quad (1)$$

где  $v_i$  — число степеней свободы, связанное с  $S_i$ ;  $S_i^2$  — дисперсия внутри выборки;  $k$  — число испытаний.

В данном случае эта формула справедлива, так как каждая из выборок, согласно способу определения, обладает равной дисперсией и все выборки подчиняются нормальному распределению. Улучшение прогнозирующей способности при одновременном испытании двух образцов показано в табл. 1, 2 ( $K_{эф} > 2$ ; граничный коэффициент парной корреляции для проведенных 25 экспериментов при вероятности 95 %  $K_{XY}^{мин} = 0,381$ ).

Измерение нескольких косвенных характеристик  $X_1, X_2, \dots, X_n$  и установление наиболее вероятного значения  $\bar{Y}$  как комплексной характеристики  $\bar{Y} = f(X_1, X_2, \dots, X_n)$  снижает разброс полученных значений  $\Delta Y$  и повышает достоверность результата [1]. Испытания осуществляют

Таблица 1

| Отклики | Прочность цементного камня |       |       |       |       |
|---------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|
|         | $R_1$                      | $R_2$ | $R_3$ | $R_4$ | $R_5$ |
| $X_1$   | 0,565                      | 0,538 | 0,364 | 0,523 | 0,310 |
| $X_2$   | 0,587                      | 0,563 | 0,384 | 0,546 | 0,528 |

Примечание.  $R_1 \dots R_3$  — прочность цементного камня в возрасте 1 сут при нормальном твердении, электроразогреве теста до 70 °С, электроразогреве теста до 70 °С и последующем твердении при 60 °С;  $R_4, R_5$  — прочность цементного камня в возрасте 28 сут при нормальном твердении и при электроразогреве теста до 70 °С

Таблица 2

| Отклики | Скорость разогрева теста $X_1$ | Электрическая емкость теста $X_2$ | Электрическое сопротивление теста $X_3$ | Проводимость теста $X_4$ | Сила тока разогрева теста $X_5$ |
|---------|--------------------------------|-----------------------------------|---|--------------------------|---------------------------------|
| $X_1$   | 0,538                          | 0,578                             | 0,415                                   | 0,470                    | 0,008                           |
| $X_2$   | 0,563                          | 0,696                             | 0,547                                   | 0,637                    | 0,013                           |

в соответствии с методическими указаниями для каждого из применяемых методов. При этом

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{m=1}^n Y_m}{\sum_{m=1}^n \frac{1}{\sigma_m^2}}, \quad (2)$$

где  $Y_m$  — искомый параметр, полученный с использованием различных индивидуальных косвенных характеристик;  $n$  — число косвенных характеристик;  $\sigma_m^2$  — дисперсия результатов прогнозирования.

Коэффициент множественной корреляции оказывается выше коэффициентов парной корреляции, что свидетельствует о большей адекватности полученных моделей (табл. 3). При этом добавление даже незначимых косвенных характеристик  $X_5$  улучшает результат.

Таблица 3

| Номер модели | Исследуемые косвенные характеристики | Коэффициенты |               |
|--------------|--------------------------------------|--------------|---------------|
|              |                                      | корреляции   | эффективности |
| 1            | $X_1$                                | 0,538/0,563  | 11,72/7,15    |
| 2            | $X_1, X_2$                           | 0,621/0,711  | 8,16/7,43     |
| 3            | $X_1, X_2, X_3$                      | 0,705/0,822  | 7,18/8,40     |
| 4            | $X_1, X_2, X_3, X_4$                 | 0,744/0,865  | 4,85/8,68     |
| 5            | $X_1, X_2, X_3, X_4, X_5$            | 0,761/0,893  | 3,34/9,01     |

Примечание. Перед чертой — при испытании одного образца; после черты — при одновременном испытании двух образцов

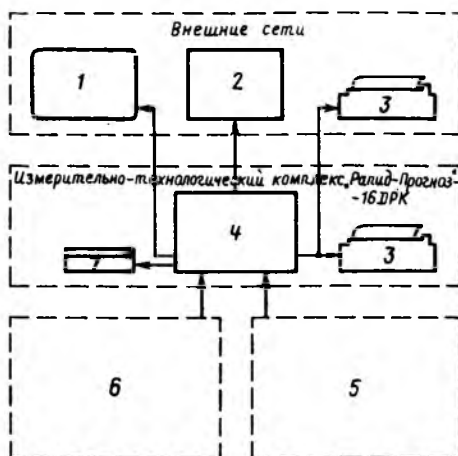


Рис. 3. Структура измерительно-технологического комплекса «Рapid-Прогноз» — 16 ДРК

1 — монитор; 2 — центральная ЭВМ; 3 — принтер; 4 — блок «Рapid-Центр»; 5 — источники дополнительной информации — датчики: расхода компонентов бетона; влажности и температуры; 6 — дополнительные приборы гаммы «Рapid»: «Рapid-Аналог» для определения вида и завода-изготовителя цемента, «Рapid-Доза» — измеритель НГЦТ; 7 — блок ячеек

Рис. 4. Комплекс «Рapid-Прогноз» — 16 ДРК



УДК 666.95.952:666.96:625.731.82

С. К.-у. ХАМЗИН, канд. техн. наук, проф., К. З. СМАИЛОВ, инж. (Целиноградский инженерно-строительный ин-т)

## Основные направления реализации отходов производств Казахстана

Отходы теплоэнергетической, металлургической и химической промышленности Казахстана относятся к наиболее дешевым и распространенным видам местного искусственного сырья, пригодного для строительства. Объем их запасов составляет десятки и сотни миллионов тонн и растет из года в год.

В связи с этим нами выполнены исследования по рациональному использованию в гражданском и дорожном строительстве золошлаковых смесей, доменного граншлака Карагандинского металлургического комбината, самораспадающегося феррохромового шлака Актюбинского завода ферросплавов, фосфогипса, карбидной извести Карагандинского ПО «Карбид».

Свойства золошлаковой смеси гидроудаления экибастузских углей изменяются в следующих пределах: насыпная плотность — 650...820 кг/м<sup>3</sup>, плотность — 2000...2200 кг/м<sup>3</sup> и удельная поверхность — 90...560 м<sup>2</sup>/кг.

В химическом составе золы преобладают оксиды кремния (55...65 %), алюминия (18...27 %) и железа (5...8 %). Содержание оксида кальция не превышает 5 %. В небольших количествах в них присутствуют оксиды натрия, магния, серы, титана и др. Коксовые остатки составляют 5...10 %.

Гранулированный доменный шлак представляет собой мелкозернистый стекловидный материал меллитового состава с модулем активности 0,34. Самораспадающийся феррохромовый шлак — порошкообразный материал с размерами частиц менее 0,08 мм (более 80 %), состоящими из гамма-модификации двухкальцевого силиката. Фосфогипс представляет собой порошок двуводного гипса с небольшим содержанием (1...2 %) пентоксида фосфора. Карбидная

известь-пушонка имеет активность по содержанию СаО 55 %.

Высокодисперсную золу-унос без дополнительной переработки рекомендуется использовать в качестве микронаполняющей и активной добавки для приготовления легких и тяжелых бетонов.

Введение 150...200 кг/м<sup>3</sup> золы при расходе цемента марки 300 180...220 кг/м<sup>3</sup> позволяет получать керамзитобетон классов В3,5...В7,5 с равномерной плотностью. При этом зола повышает удобоукладываемость бетонной смеси, играя роль стабилизатора воздушной суспензии, способствует уменьшению вовлеченного воздуха при транспортировании. Керамзитозолобетонная смесь меньше подвергается сегрегации при интенсивном виброуплотнении.

Зола, обладая гидравлической активностью, взаимодействует с известью, выделяющейся при гидролизе алита цемента, на поверхности зольной частицы образуются новообразования типа низкоосновных гидросиликатов кальция, способствуя приросту прочности бетона. Кроме этого зола, обладая сильно развитой внутренней пористостью, аккумулирует в них воду и способствует нормальному протеканию процесса гидратации цемента.

Замена 10 % цемента в тяжелых бетонах золой позволяет повысить их прочность на 15 %. Дальнейшее увеличение расхода золы приводит к ухудшению физико-механических свойств тяжелого бетона. Следует отметить, что прочность пропаренного бетона с добавкой золы близка к его прочности в возрасте 28 сут. В то же время прочность тяжелого бетона без золы после пропаривания не превышает его прочности в возрасте 7 сут (табл. 1).

Одновременное проведение испытаний нескольких образцов с использованием различных методов позволяет получить еще более высокие результаты, причем происходит улучшение коэффициентов корреляции и эффективности (см. табл. 3). В случае применения для регистрации косвенных характеристик измерительных приборов одного класса точности формула (2) принимает вид

$$\bar{Y} = \sum_{m=1}^n \frac{Y_m}{n}, \quad (3)$$

что значительно упрощает изготовление комбинированного измерительного прибора.

Приведенные разработки реализованы в созданном в Новосибирском инженерно-строительном институте универсальном измерительно-технологическом комплексе «Рapid-Прогноз» — 16 ДРК (рис. 3), позволяющем с высокой точностью, достоверностью и воспроизводимостью в течение 15...20 мин в смесях прогнозировать активность цемента, прочность тяжелого бетона, испытывать глину, гипс, растворимые и нерастворимые добавки и отходы производства и т. д., а также корректировать номинальные составы и режимы изготовления строительных материалов и конструкций (для этого он снабжен микропроцессором). Впервые одновременно обрабатывают 18 единиц информации. «Рapid-Прогноз» — 16 ДРК может эксплуатироваться самостоятельно, а также в составе АСУ ТП (рис. 4).

За дополнительной информацией и консультациями по внедрению можно обращаться по адресу: 630008, г. Новосибирск, ул. Ленинградская, д. 113, НИИ «Рapid».

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лешинский М. Ю. Испытание бетона. — М.: Стройиздат, 1980. — 360 с.
2. Аронов Б. Л., Камбург В. Г., Гуськов В. Я. Повышение достоверности и точности прогнозирования прочности цементных материалов // Прогнозирование качества цементных строительных материалов. — Новосибирск: Новосибирский инженерно-строительный ин-т, 1987. — С. 28—30.
3. Химельблау Д. Анализ процессов статистическими методами / Пер. с англ. — М.: Мир, 1973. — 948 с.

Таблица 1

| Расход составляющих, кг/м <sup>3</sup> |      |       |        |      | Прочность при сжатии, МПа, после |        |              | Коэффициент морозостойкости после 100 циклов |
|--|------|-------|--------|------|----------------------------------|--------|--------------|--|
| цемент                                 | зола | песок | щебень | вода | 7 сут                            | 28 сут | пропаривания |  |
| 250                                    | —    | 604   | 1252   | 140  | 13,5                             | 21,0   | 12,4         | 0,91   |
| 222                                    | 23   | 599   | 1248   | 148  | 18,0                             | 25,7   | 20,2         | 0,94   |
| 209                                    | 41   | 594   | 1212   | 155  | 16,2                             | 23,3   | 18,5         | 0,82   |
| 193                                    | 57   | 600   | 1230   | 162  | 10,9                             | 17,0   | 16,2         | 0,71   |

Таблица 2

| Вязущее                       | Расход составляющих, кг/м <sup>3</sup> |       |         |      | Прочность при сжатии, МПа, через, сут |      |      |
|-------------------------------|--|-------|---------|------|---------------------------------------|------|------|
|                               | щебень                                 | песок | вязущее | вода | 7                                     | 28   | 90   |
| Известково-фосфогипсошлаковое | 1200                                   | 600   | 300     | 160  | 1,1                                   | 5,8  | 8,5  |
| Комплексное шлаковое          | 1160                                   | 560   | 400     | 190  | 1,8                                   | 9,0  | 13,5 |
| Комплексное                   | 1200                                   | 600   | 300     | 165  | 1,5                                   | 16,0 | 17,5 |
| шлаковое                      | 1160                                   | 560   | 400     | 185  | 1,8                                   | 19,5 | 28,0 |
|                               | 1120                                   | 540   | 500     | 200  | 2,0                                   | 21,0 | 32,4 |

Золошлаковую смесь можно использовать в качестве легкого заполнителя для производства золошлакобетона. Для приготовления золошлакобетона класса В7,5 необходим следующий расход материалов, кг/м<sup>3</sup>: цемента — 240, золошлаковой смеси — 910, кварцевого песка — 140, воды — 320. Средняя плотность такого бетона составила 1320 кг/м<sup>3</sup>, коэффициент размягчения 0,98 и коэффициент морозостойкости после 25 циклов 0,78.

Одним из перспективных направлений использования золошлаковых смесей является получение вязущих путем совместного помола с известью, сульфатами и производство на их основе легких конструктивно-теплоизоляционных бетонов, например известковофосфогипсозолобетона. Последний готовят из вязущего, получаемого совместным помолом золошлаковой смеси (79 %), карбидной извести-пушонки (15 %), фосфогипса (6 %). Известковофосфогипсозолобетон, изготовленный из вязущего с тонкостью помола 15 % (остаток на сите № 008), при водовязущем отношении 0,45 имеет прочность при сжатии после пропаривания 12,9 МПа. Средняя плотность такого бетона составляет 1100 кг/м<sup>3</sup>, а коэффициент морозостойкости после 15 циклов — 0,71.

Золошлако- и известковофосфогипсозолобетон рекомендуются для изготовления наружных стеновых конструкций гражданских и сельскохозяйственных зданий. Себестоимость производства 1 м<sup>3</sup> крупногабаритных блоков из

известковофосфогипсозолобетона не превышает 15 р.

Нами разработан технический проект цеха по производству золобетонных бесцементных мелкоштучных блоков размером 390×190×188 мм производительностью 2000 шт. в сутки. Все процессы производства блоков механизированы. Золошлаковая смесь подвергается совместному мокрому помолу с фосфогипсом и карбидной известью в шаровой мельнице, затем перемешивается в бетоносмесителе с добавкой немолотой золошлаковой смеси. Готовая смесь поступает в формовочную машину. Отформованные блоки укладывают в вагонетки по 100 шт и подают в туннельную камеру, где их сушат в течение 3 ч, а затем пропаривают по режиму 2+7+2 ч при температуре пара 80...90 °С. Себестоимость производства одного блока составляет 0,15 р.

Получены также шлаковые вязущие путем совместного помола доменного и феррохромового шлаков с карбидной известью и фосфогипсом. Известковофосфогипсовое вязущее содержит, в % по массе: граншлака — 80, карбидной извести и фосфогипса — по 10; комплексное шлаковое вязущее — граншлака — 55, феррохромового шлака — 30, фосфогипса — 15. Оптимальные составы бетонов, приготовленные на основе таких шлаковых вязущих, приведены в табл. 2. Как видно из этих данных, на шлаковых вязущих можно получать бетоны классов В7,5...В22,5. Более высокой прочностью обладают бетоны на комплексном шлаковом вязущем. Они медленно

твердеют и в возрасте 7 сут имеют незначительную прочность 1,5...2 МПа. После 7 сут бетоны интенсивно набирают прочность, а к 90 сут твердения происходит рост прочности в 1,5 раза по сравнению с 28-суточной. Следует отметить, что такие бетоны выдержали 50 циклов испытаний на морозостойкость.

Бетоны на шлаковых вязущих рекомендуется применять для устройства покрытий и оснований автомобильных дорог.

Одним из эффективных направлений использования золошлаковых смесей и доменного граншлака является получение на их основе вязущих, используемых в дорожном строительстве.

В зависимости от гранулометрического и минералогического составов грунтов расход вязущих, необходимых для укрепления грунтов, колеблется от 10 до 30 %. Прочность укрепленных грунтов в зависимости от их вида после твердения в течение 90 сут достигает 5...8 МПа. Грунты, укрепленные зольными и шлаковыми вязущими, в условиях Казахстана можно применять в качестве верхнего слоя основания под асфальто- и цементобетонными покрытиями при содержании более 10 % вязущего, а при менее 10 % — в качестве нижнего слоя. В настоящее время в республике построены основания автодорог из грунтов, укрепленных зольными вязущими, протяженностью более 700 км.

Эффективно использование золы в производстве золосиликатного кирпича. Для его изготовления отдозированные компоненты (75...80 % золы и 15...20 % карбидной извести) подают в стержневой смеситель, увлажняют до формовочной влажности 20...25 %, перемешивают, а затем формируют кирпич-сырец под давлением 15...20 МПа, загружают в автоклав и запаривают под давлением 0,8 МПа в течение 8 ч. В процессе запаривания золосиликатный кирпич в результате химического взаимодействия извести с золой с образованием гидросиликатов и гидроалюминатов кальция затвердевает.

На производство 1000 шт. кирпича размером 250×120×65 мм необходимо 380 кг извести и 1900 кг золы. Золосиликатный кирпич имеет марки 100, 150, 200, среднюю плотность 1300...1400 кг/м<sup>3</sup>, коэффициент теплопроводности не бо-

лее 0,4 Вт/(м·°С), морозостойкость более F25 и относится к эффективному виду стенового материала.

Установлено, что применение в жилищном строительстве золо-силикатного кирпича вместо силикатного позволит снизить массу наружной стены на 40 % и экономить тепло на обогрев здания в зимнее время до 30 %.

Обобщение практического опыта использования золошлаковых и других отходов и результатов многочисленных исследований выявило, что их можно использовать в качестве вяжущих, получаемых из золошлаковых смесей, доменного и феррохромового шлаков путем активизации известью и фосфогипсом, из золы для приготовления легких бетонов, из доменного и

феррохромового шлаков для производства дорожных бетонов, из золы и шлаков для укрепления грунтов при устройстве оснований автомобильных дорог. Золы эффективны в качестве добавки при изготовлении легких и тяжелых бетонов, золосиликатного кирпича, золошлаковых смесей для пористых заполнителей при производстве легких бетонов.

## Долговечность

УДК 624.012.35/.45:69.059.4

В. Ю. СЕТКОВ, И. С. ШИБАНОВА, кандидаты техн. наук, О. П. РЫСЕВА, инж. (Завод-вуз при Норильском горно-металлургическом комбинате)

### Срок службы монолитных железобетонных перекрытий промзданий в среде, содержащей хлор

Воздушная среда зданий и сооружений промышленных предприятий по производству никеля и кобальта, содержащая хлор, агрессивно воздействует на железобетонные конструкции, вызывая их ускоренный износ. На Норильском горно-металлургическом комбинате расходуются значительные материальные и трудовые ресурсы для поддержания промышленных объектов в работоспособном состоянии. С целью установления долговечности конструкций обследовали балки и плиты железобетонных перекрытий со сроком эксплуатации  $t=10\text{--}45$  лет, находящиеся при температуре воздуха 18...35°С, влажности 56...87 % с концентрацией хлора в воздухе 1...20 мг/м<sup>3</sup>. Согласно СНиП 2.03.11—85 такая среда является сильноагрессивной. Конструкции изготавливали из бетона на средне-

алюминатном портландцементе классов В12,5...В20, марка по водонепроницаемости ниже требуемой СНиП 2.03.11—85—W2...W4. Арматура гладкого и периодического профиля из стали Ø14...36 Ст3 и Ст0; армирование элементов с односторонним расположением стержней в растянутой зоне. Вторичная защита конструкций от коррозии отсутствует. В таблице приведены результаты натурного обследования промышленных объектов комбината. При этом установлено, что при сроке эксплуатации до 10...12 лет в условиях относительной влажности воздуха до 85 % и концентрации хлора 1...2,5 мг/м<sup>3</sup> состояние железобетонных конструкций удовлетворительное. На поверхности конструкций наблюдались влажные пятна, высолы. Коррозия арматурных стержней не пре-

вышала 0,6 мм. Глубина проникновения хлор-ионов 18...32 мм. При эксплуатации конструкций в течение более длительного времени их состояние ухудшается. Так, через 20...30 лет в условиях относительной влажности 60...80 % и концентрации хлора 2,5...15 мг/м<sup>3</sup> конструкции имели значительные коррозионные повреждения. Кроме влажных пятен, высолов, ржавых отпечатков арматуры наблюдались трещины вдоль арматурных стержней, отколы защитного слоя бетона. Глубина проникновения ионов хлора составила 27...60 мм, коррозия арматуры—3,8...6,2 мм. Состояние конструкций—от неудовлетворительного до аварийного. Более длительная эксплуатация приводит конструкции в аварийное состояние.

Известно, что хлор действует на бетон совместно с углекислым газом [1, 2]. При взаимодействии хлора с гидроксидом и карбонатом кальция образуются хорошо растворимые гигроскопические соли в виде хлористого кальция, гипохлорита и их производных, трехкальциевого гидрохлоралюмината и гидрохлорферрита. Основные соединения и гипохлорит, стабильные в присутствии гидроксида кальция, разлагаются углекислым газом. Образующийся раствор хлористого кальция вследствие диффузии и капиллярного всасывания попадает в глубь бетона. В результате перехода значительной части твердой фазы цементного камня в соляной раствор поверхностный слой бетона становится более пористым и разрушается. Перемещение солей хлора, вызывающих коррозию арматуры, в глубь бетона происходит быстрее фронта карбонизации, и арматура корродирует в щелочной среде. Рост объема продуктов коррозии арматурной стали способствует разрушению защитного слоя бетона. Образуются трещины в защитном слое вдоль арматурных стержней, отколы бетона.

| Объект обследования                                  | Срок службы, годы | Параметры эксплуатационной среды |  | Глубина, мм               |                   | Состояние            |
|--|-------------------|----------------------------------|--|---------------------------|-------------------|----------------------|
|  |                   | влаж-ность, %                    | концен-трация хлора, мг/м <sup>3</sup> | проник-новения хлор-ионов | коррозии арматуры |                      |
| Отделение приготовления раствора                     | 10—12             | 70—85                            | 1—2,5                                  | 18—32                     | —                 | Удовлетворительное   |
| Электролизный передел                                | 12—17             | 60—87                            | 2,5—15                                 | 22—42                     | 1,5—3,4           | Неудовлетворительное |
| Передел сушки хлора                                  | 20—30             | 60—80                            | 2,5—15                                 | 27—60                     | 3,8—6,2           | Аварийное            |
| Передел синтеза                                      | 20—40             | 75—85                            | 2,0—15                                 | 40—68                     | 4,4—7,0           | »                    |
| Хлорное отделение                                    | 30—40             | 60—87                            | 2,5—10                                 | 40—78                     | 6,5—8,3           | »                    |
| Гидрометаллургическое отделение электролиза кобальта | 42—46             | 62—80                            | 2,5—20                                 | 40—90                     | 7,0—9,0           | »                    |
| Гидрометаллургическое отделение электролиза никеля   | 40—45             | 60—90                            | 2—20                                   | 42—85                     | 6,8—8,5           | »                    |

На рис. 1 представлены экспериментальные данные и аналитические зависимости продвижения фронта опасных для арматуры концентраций хлоридов и разрушения бетона в условиях действия рассматриваемой среды. Наиболее полно экспериментальные данные перемещения хлоридов описывает зависимость

$$h_{Cl} = 4.4\tau^{0.7}, \quad (1)$$

где  $h_{Cl}$  — глубина проникновения ионов хлора;  $\tau$  — время эксплуатации конструкций; 4,4; 0,7 — эмпирические коэффициенты, зависящие от свойств бетона и среды; коэффициент корреляции равен 0,92; коэффициент вариации 18 %.

Преобразуя зависимость (1), определим расчетный срок службы железобетонных конструкций  $\tau_n$  по фактору пассирующего действия защитного слоя бетона

$$\tau_n = \exp\left(1,42 \ln \frac{a_b}{4,4}\right), \quad (2)$$

где  $a_b$  — толщина защитного слоя бетона.

Формулой (2) рекомендуется пользоваться при установлении срока службы железобетонных конструкций, изготовленных из бетона нормальной плотности классов В12,5...В20 на среднеалюминатном портландцементе.

При проведении капитальных ремонтов и реконструкции промзданий и сооружений, когда полностью исчерпаны защитные свойства бетона и наблюдается коррозия арматуры, для планирования ремонтно-восстановительных работ срок службы железобетонных балок и плит целесообразно определять исходя из резерва их несущей способности. Для этой цели служит коэффициент  $k_t$ , представляющий отношение фактического изгибающего момента от внешних нагрузок к фактической несущей способности сечения элемента.

Выполненные исследования позволили установить статистическую зависимость между временем образования коррозионных трещин в защитном слое бетона, возникающих под действием продуктов коррозии арматуры, и толщиной защитного слоя

$$\tau_b = 0,055a_b^{1.7}, \quad (3)$$

где  $\tau_b$  — момент времени образования коррозионных трещин в защитном слое бетона; 0,055; 1,7 — эмпирические коэффициенты; доверительная вероятность 0,95.

На рис. 2 приведены экспериментальные данные коррозионного разрушения рабочей арматуры железобетонных балок и плит монолитных перекрытий и эмпирические за-

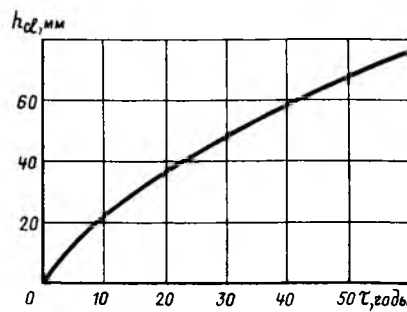


Рис. 1. Продвижение ионов хлора в глубину бетона во времени

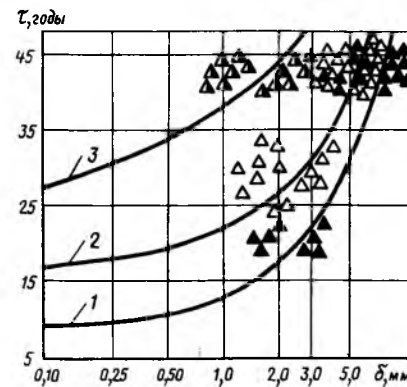


Рис. 2. Развитие коррозии арматуры во времени  
1 —  $a_b=20$ ; 2 —  $a_b=30$ ; 3 —  $a_b=45$  мм

висимости времени эксплуатации конструкции  $\tau$  от глубины коррозии (уменьшения диаметров) арматуры  $\delta$

$$\tau = \frac{\delta}{\Delta} + \tau_b - (\tau_b - \tau_n) \times \exp\left[\frac{\delta}{\Delta(\tau_b - \tau_n)}\right], \quad (4)$$

где  $\Delta$  — величина, зависящая от параметров газовой среды и свойств арматурной стали:  $\Delta = 0,25$ ; коэффициент корреляции равен 0,89; коэффициент вариации 15 %.

Введем коэффициент коррозионного износа арматуры  $k_s$ , представляющий отношение площади сечения прокорродированной арматуры к площади сечения арматуры до коррозии, и выразим  $\delta$  через  $k_s$ . Для однорядного расположения арматурных стержней

$$\delta = \frac{1}{4} (1 - k_s) d \sqrt{n}, \quad (5)$$

где  $n$  — число рабочих стержней арматуры.

При коррозионном разрушении растянутой зоны железобетонных изгибаемых элементов при определении  $k_s$ , по коэффициенту резерва  $k_t$ , для различных типов сечения элементов, количества и диаметров стержней рекомендуется использовать формулы:

для прямоугольного сечения с одиночной арматурой

$$k_s = \gamma_1 - \sqrt{\gamma_1^2 - k_t(2\gamma_1 - 1)}, \quad (6)$$

где  $\gamma_1 = \frac{R_b b h_0}{R_s A_s}$ ;  $b$  — ширина сечения элемента;  $h_0$  — рабочая высота сечения;  $R_s$  — расчетное сопротивление арматуры сжатию; для прямоугольного сечения с двойной арматурой

$$k_s = k_t = -\gamma_2 + \sqrt{\gamma_2^2 + k_t(2\gamma_2 - \gamma_3 + 1) + \gamma_3}, \quad (7)$$

где

$$\gamma_2 = \frac{R_b b h_0 + R_s A'_s}{R_s A_s};$$

$$\gamma_3 = \frac{R_s^2 A_s'^2}{R_s^2 A_s^2};$$

$A_s$ ,  $A'_s$  — площадь сечения арматуры;  $R_s$  — расчетное сопротивление арматуры сжатию; для таврового сечения с одиночной арматурой

$$k_s = \frac{\gamma_4}{2} - \sqrt{\frac{\gamma_4^2}{4} + k_t(\gamma_4 - 1)}, \quad (8)$$

где

$$\gamma_4 = \frac{R_b b h_0 + R_b(b' - b)h'_f}{R_s A_s};$$

$b'$  — ширина полки;  $h'_f$  — высота полки. Срок службы конструкций в рассматриваемом случае определяют по формуле (4) при  $\gamma$ , найденной через  $k_t$  и  $k_s$ . При этом не допускается нарушения совместности работы арматуры с бетоном [3], для чего время  $\tau$  не должно превышать  $\tau_b$ .

## Вывод

При проведении плано-предупредительных ремонтов зданий и сооружений предприятий цветной металлургии с сильноагрессивной газовой средой, содержащей хлор, срок службы железобетонных монолитных перекрытий, изготовленных из бетона классов В12,5...В20 марок W2...W4 на среднеалюминатном портландцементе целесообразно определять по формуле (4) исходя из резерва их несущей способности.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, Е. А. Гузев. — М.: Стройиздат, 1980. — 536 с.
2. Полак А. Ф., Гельфман Г. Н., Яковлев В. В. Антикоррозионная защита строительных конструкций на химических и нефтехимических предприятиях. — Уфа: Башкирское книжное изд-во, 1980. — 80 с.
3. Изменение прочности и деформативности железобетонных балок и плит при разрушении бетона растянутой зоны сечения / В. Ю. Сетков, И. С. Шибанова, Ю. А. Шумликин и др. // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура. — 1987. — № 8. — С. 6—10.

УДК 624.012:691.328

Д. А. КОРШУНОВ, канд. техн. наук (НИИСК)

## О защите арматуры бетоном

В НИИСКе выполнили комплексный анализ нормирования, обеспечения и контроля защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях и изделиях. На этой основе сформулированы рекомендации по совершенствованию нормативно-технических документов [1]. Нормирование номинального значения толщины защитного слоя бетона  $t_{pr}$  осуществляется неодинаково в разных странах и пока не может быть признано завершенным. В установленных нормативах отразились субъективные мнения разработчиков СНиП 2.03.01—84, СНиП 2.05.03—84, СНиП 2.06.08—87, международных указаний [2].

Отмечается необоснованность увязки толщины защитного слоя бетона с диаметром арматурного стержня  $t_{pr} \geq d$  (кроме участков анкеровки преднапряженной арматуры). Представляется нелогичным увеличение этого слоя в балках и колоннах, размеры которых больше рассмотренных. Наряду с этим можно оправдать некоторое уменьшение  $t_{pr}$  для элементов толщиной  $< 100$  мм вследствие заметного влияния этой характеристики на расход материалов и тем, что такие элементы (например, полка ребристой плиты) обычно мало влияют на надежность всего здания.

Рекомендовано установить норматив в виде

$$t_{pr}^{min} = 15 + \sum_i t_i \geq 5 \text{ мм}, \quad (1)$$

отнести его к арматуре, ближайшей к поверхности конструкции, и принимать  $t_{1..3} = -5$  мм для конструкции из бетона класса  $\geq B35$ , толщиной  $< 100$  мм, и со стороны бетонной подготовки (пола) или оклеечной гидроизоляции;  $t_{4..8} = 5$  мм для монолитной и фундаментной конструкции из бетона класса  $\leq B12,5$  и ячеистого бетона, а также со стороны, недоступной для контроля, осмотра и ремонта;  $t_9 = 35$  мм для конструкции, возводимой при контакте бетонной смеси с грунтом (набивная свая, стена в грунте, фундамент без бетонной подготовки и др.).

Дополнительно учитывают не-

благоприятные по отношению к материалам конструкции эксплуатационные воздействия (агрессивная среда, многократное замораживание в водонасыщенном состоянии, высокотемпературный нагрев и др.).

Предельные отклонения от номинальной толщины защитного слоя установлены ГОСТ 13015.0—83 для сборных и СНиП 3.03.01—87 для монолитных конструкций. Они несимметричны относительно номинального размера, что определяется различием ограничивающих обстоятельств: нижнее (отрицательное) отклонение  $\delta_{inf}$  назначают с учетом возможного уменьшения долговечности, верхнее (положительное)  $\delta_{sup}$  — надежности кон-

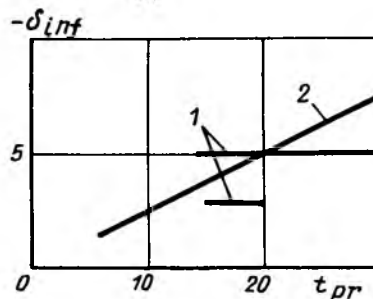


Рис. 1. Размер нижнего предельного отклонения  $\delta_{inf}$  в зависимости от толщины  $t_{pr}$  защитного слоя  
1 — по действующим нормативам; 2 — по формуле (2)

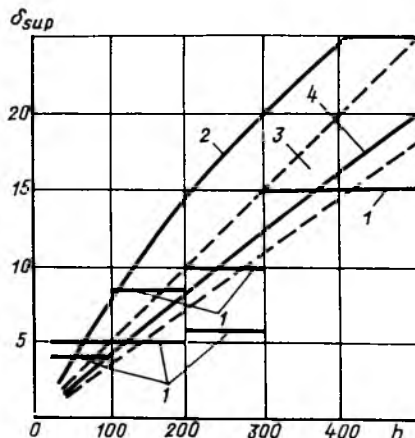


Рис. 2. Размер верхнего предельного отклонения  $\delta_{sup}$  в зависимости от высоты сечения  $h$   
1 — по действующим нормативам; 2 — по указаниям [2]; 3 — по источнику [3] с  $\alpha = 0,005 \dots 0,02 \%$ ; 4 — по зависимости (3)

струкции. При этом логично увеличение отклонения вследствие роста влияющей характеристики ( $t_{pr}$  для  $\delta_{inf}$  и высоты сечения  $h$  для  $\delta_{sup}$ ). Необоснованно скачкообразное изменение отклонения (видимо, оно связано лишь с неудачной табличной формой представления норматива). Нет оснований для установления  $\delta_{inf} = 0$  при  $t_{pr} \leq 14$  (15) мм и фиксации отклонений при  $t_{pr} > 19$  (20) мм или  $h > 300$  (400) мм. Для выбора размера нижнего предельного отклонения нет научных обоснований. Однако значение

$$-\delta_{inf} = 0,25 t_{pr} \quad (2)$$

не противоречит действующим нормам (рис. 1).

Размер верхнего предельного отклонения можно рассчитать при заданном коэффициенте надежности  $\gamma$  конструкции [3]. Для непрерывно армированных изгибаемых элементов при  $\gamma = 0,95$  с достаточной осторожностью (рис. 2) можно рекомендовать

$$\delta_{sup} = 0,04 h. \quad (3)$$

Однако при  $h < 100$  мм следует назначать  $\delta_{sup} = 3$  мм, а для тонких (толщиной  $< 50$  мм) плит возможное смещение арматуры следовало бы учитывать в расчете несущей способности.

Нормативно-технические документы не конкретизируют объект контроля, к которому относится предельное отклонение — один арматурный стержень или несколько рядом расположенных стержней. От этого в большей мере зависит вероятность приемки (браковки) конструкции (особенно плиты, армированной гибкой сеткой) по рассматриваемой характеристике качества. Для оценки несущей способности отклонение следует относить к среднему для нескольких рядом расположенных стержней защитному слою. Наряду с этим можно ограничить нижнее предельное отклонение и для отдельного стержня в размере, превышающем в 1,5...2 раза установленный по зависимости (2).

Заложенную в проекте толщину защитного слоя бетона необходимо реализовать в производстве. Нормами предусмотрено, что заданное положение арматуры следует обеспечивать специальными мероприятиями. Однако в современных проектах они обычно отсутствуют. Нет конкретных указаний об этом и в правилах возведения монолитных и сборных конструкций. Так что забота о фиксации арматуры в проектном положении переложена на

производственников. В этом одна из основных причин повсеместного нарушения установленных требований [3, 4].

Необходимо, чтобы ведущие технологические институты обобщили производственный опыт, разработали унифицированные способы фиксации арматуры в опалубке, проверили их эффективность в производстве, а затем включили в правила производства работ. Актуальность такой работы определяется тем, что сверхнормативное отклонение от заданной толщины защитного слоя является неисправимым дефектом. Поэтому контроль армирования следует выполнять до бетонирования, при этом достаточно обычного осмотра и простых измерений.

Если осуществлен операционный контроль, то определение расположения забетонированной в конструкции арматуры преследует другие цели. При контроле технологическом — проверка эффективности фиксации арматуры, инспекционном — подтверждение правильности операционного контроля, экспертном — выявление истинного состояния конструкций. Для этого удобнее всего использовать магнитный метод по ГОСТ 22904—78, реализуемый с помощью серийного прибора ИЗС-10Н. Данным стандартом установлена предельная погрешность измерения толщины защитного слоя бетона

$$\Delta_t = \pm (0,05t_{pr} + 0,5). \quad (4)$$

Ее следует распространить и на другие измерения рассматриваемой величины. Такой размер погрешности хорошо согласуется с предельным отклонением  $\delta_{inf}$  по зависимости (2), что нельзя сказать о действующих нормативах (рис. 3).

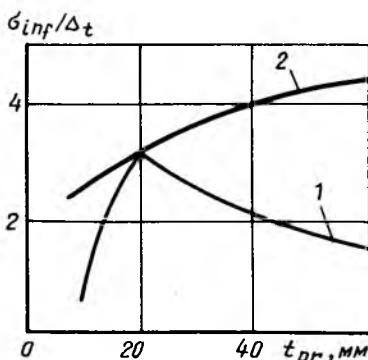


Рис. 3. Характеристика погрешности измерения толщины защитного слоя при  $\Delta_t$  по формуле (4) и предельном отклонении  $\delta_{inf}$   
1 — по действующим нормативам; 2 — по выражению (2)

## Выводы

Необходимо установить логичное формулирование требований к минимальной толщине защитного слоя бетона, развивая международные нормы ФИП-ЕКБ.

Следует уточнить нормативы предельных отклонений от заданного размера этого слоя.

Рекомендуется проверить и предложить производственникам эффективные способы фиксации арматуры в проектном положении до бетонирования конструкции.

Надо регламентировать рациональную стадийность контроля армирования, унифицировать предельную погрешность измерения толщины защитного слоя бетона.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коршунов Д. А. Назначение, реализация и контроль толщины защитного слоя бетона // Контроль качества и состояния железобетонных конструкций. — Киев: НИИСК, 1990. — С. 46—48.
2. Международная система объединенных технических норм по строительным конструкциям // Кодекс-образец ФИП-ЕКБ для норм по железобетонным конструкциям. — Т. 2. — 3-е изд. — М.: НИИЖБ, 1984. — 203 с.
3. Коревицкая М. Г., Шубик А. В., Артамонова В. Н. Статистический анализ толщины защитного слоя бетона и методика установления допускаемых отклонений // Исследования влияния качества изготовления монтажа и эксплуатации железобетонных конструкций на их несущую способность. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 10—16.
4. Клевцов В. А., Коревицкая М. Г. Установление допускаемых отклонений толщины защитного слоя железобетонных изгибаемых элементов // Бетон и железобетон. — 1973. — № 10. — С. 27—28.

## НПК «РЕСУРС»

продолжает подписку на информационно-рекламный  
бюллетень  
«ВЕСТНИК КОММЕРЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ  
«СТРОИТЕЛЬСТВО»

(выходит ежеквартально, начиная с 1-го квартала 1990 года, зарегистрирован в Госкомпечати СССР).

Бюллетень предназначен для руководителей и специалистов строительных организаций, предприятий промышленности строительных материалов, строительной индустрии, строительного и дорожного машиностроения и других участников инвестиционного процесса, а также работающих в строительстве и смежных отраслях народного хозяйства научно-исследовательских, проектно-конструкторских и проектно-технологических организаций, ассоциаций, кооперативов, совместных и малых предприятий в целях оказания им помощи в обмене информацией по различным аспектам научно-технической, производственной, хозяйственной и коммерческой деятельности и установлении деловых связей.

«ВЕСТНИК КОММЕРЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ» — это трибуна, с которой подписчики могут заявить о себе, о своей продукции и свободных ресурсах с предложениями об их реализации, о своих нуждах и потребностях, предложить партнерство и взаимовыгодное сотрудничество.

«ВЕСТНИК» — это разнообразная информация по вопросам инвестиционной деятельности в условиях перехода к рынку, новых подходов в ценообразовании, сметном нормировании и финансово-кредитном механизме в строительстве, о коммерциализации банков и о биржевой деятельности, о системе и деятельности коммерческих центров в стране, о зарубежном рынке строительства и предложениях зарубежных фирм, а также по другим актуальным вопросам.

«ВЕСТНИК» распространяется по подписке и рассылается широко — по всем регионам страны. В стоимость годовой подписки (оставленной на 1991 год без изменений — 380 руб.) входит право подписчиков **бесплатной публикации** в бюллетене своих информационных и рекламных материалов.

Заказы на подписку просьба направлять по адресу:  
113035, г. Москва, ул. Осипенко, 77.

Р/с 2461673 в Москворецком филиале МИБ, МФО 201133.

Т е л е ф о н ы 230-52-24, 240-62-36.



УДК 69.024.8

**Исследования сегментной фермы пролетом 24 м из бетона на ВНВ / М. А. Янкевич, А. Д. Либерман, О. М. Рубач, С. И. Загородный // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 2—4**  
Приведены результаты экспериментального исследования сегментной стропильной фермы пролетом 24 м, изготовленной из бетона на вяжущем низкой водопотребности. Описаны особенности изготовления ферм из бетона на ВНВ-50. Приведена методика и результаты испытания конструкции. Дан численный анализ характера перераспределения усилий в элементах фермы.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 666.972.165

**Пластификатор для бетонов на основе тяжелых смол пиролиза / В. Г. Батраков, В. Р. Фаликман, Л. Ф. Калмыков, В. И. Лукшевич // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 6—8**

Приведены результаты исследований свойств бетонных смесей и бетонов с суперпластификатором С-НПИ, полученным на основе побочных продуктов нефтехимических процессов (тяжелых смол пиролиза с этиленовых установок и кислых гудронов олеумной очистки жидких парафинов). Показано, что деформативные характеристики литых бетонов с С-НПИ не превышают допустимых норм.— Табл. 4.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.87:693.554

**Лазарев А. Д., Фейгин Э. М. Снижение напряжений при остывании арматуры, напрягаемой электротермомеханическим способом // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 11—12**

На основе упрощения решения задачи об остывании цилиндра неограниченной длины при постоянной температуре окружающей среды и экспериментальных значений  $K$  предложена формула для подсчета средней температуры арматуры в зависимости от времени остывания, которая позволяет определять снижение напряжений в процессе намотки при электротермомеханическом способе натяжения. Кроме того, она дает возможность установить требуемое дополнительное удлинение для компенсации уменьшения длины в процессе остывания при электротермомеханическом натяжении арматуры.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 666.972.01

**Гладков Д. И., Ерохина Л. А., Загороднюк Л. Х. Вибровакuumная технология ячеистых бетонов // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 13**

Изложена вибровакuumная технология неавтоклавного ячеистого бетона, полученного с применением золь-уноса Кураковской ГРЭС со средней плотностью 750...1110 кг/м<sup>3</sup> и прочностью на сжатие 5...9 МПа, пригодный для изготовления стеновых изделий.— Ил. 1, табл. 1.

УДК 69.002.5:628.517.2

**Кононенко А. Е., Шныпко С. Д. Глушители шума машин контактной сварки // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 14—15.**

Разработаны надежные, простые в изготовлении и эффективные глушители шума выхлопа воздухораспределителей многоэлектродных и одноэлектродных машин контактной сварки арматуры. Снижение шума многоэлектродных сварочных машин при установке глушителей составляет 8...16, одноэлектродных — 18...22 дБА.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.072.04

**Нурмаганбетов Е. К. Поперечный изгиб стержневых железобетонных элементов // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 16—18.**

Для описания поперечного изгиба стержня получена система из двух нелинейных дифференциальных уравнений. При этом считали справедливой гипотезу плоских сечений. Разработан и реализован на ЭВМ алгоритм расчета стержневых железобетонных элементов на основе полученной системы уравнений. Приведен пример.— Ил. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.012.45

**Тихонов И. Н. Расчет сечений железобетонных элементов при действии кратковременных динамических нагрузок // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 18—20**

Предложена методика расчета сечений и площади рабочей арматуры железобетонных элементов при действии кратковременных динамических нагрузок, позволяющая выявить дополнительные резервы экономии арматурной стали работающей на растяжение.— Ил. 3.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.072.2:539.4

**Залесов А. С., Прудников В. П. Прочность железобетонных балок постоянной и переменной высоты с опорами на разных уровнях // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 20—22**

Изложена методика расчета балок постоянной и переменной высоты с опорами на разных уровнях по результатам испытаний на экспериментальной базе ЦНИИЭПсельстроя. Эксперименты проведены для установления приемлемости существующего подхода расчета наклонных сечений балок.— Ил. 6.

УДК 691:53.002.56

**Измерительно-технологический комплекс «Рапид-Прогноз»— 16 ДРК // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 23—25**

Показаны основные принципы создания универсальных измерительных устройств для экспрессного контроля качества искусственных композиционных материалов. Полученные разработки реализованы в измерительно-технологическом комплексе, позволяющем за 15...20 мин с высокой точностью, достоверностью и воспроизводимостью прогнозировать, например, прочность тяжелого бетона по испытанию бетонной смеси.— Ил. 4, табл. 3.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.95.952:666.96:625.731.82

**Хамзин С. К.-у., Смаилов К. З. Основные направления реализации отходов производства Казахстана // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 25—27**

Приведены результаты исследований по использованию различных отходов производств Казахстана в приготовлении вяжущих, бетонов, золосиликатного кирпича и использовании их для укрепления грунтов в дорожном строительстве. Даны характеристики отходов производств и основные физико-механические свойства материалов, полученных на их основе.— Табл. 2.

УДК 624.012.35/.45:69.059.4

**Сетков В. Ю., Шибанова И. С., Рысева О. П. Срок службы монолитных железобетонных перекрытий промзданий в среде, содержащей хлор // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С. 27—28**

Приведены результаты натуральных исследований закономерностей коррозионного разрушения монолитных железобетонных перекрытий под действием сильноагрессивной хлорсодержащей среды. Даны рекомендации по оценке долговечности железобетонных балок и плит из бетона на среднеалюминатном порландцементе классов В12,5...В20, марок Ш 2...Ш 4.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012:691.328

**Коршунов Д. А. О защите арматуры бетоном // Бетон и железобетон.— 1991.— № 9.— С.**

Предложено усовершенствовать нормативы минимальной толщины защитного слоя бетона, предельных отклонений от номинального ее значения, допустимой погрешности измерения этой величины, выработать эффективные способы фиксации арматуры и установить рациональную стадийность контроля армирования.— Ил. 3.— Библиогр.: 4 назв.

*Liozhits E. D., Phridman M. M.* Optimum Structure of columnar foundations  
*Yankelevitch M. A., Liberman A. D., Roubatch O. M., Zavgorodnyj S. I.* Investigations of segment truss with the bay 24 m from concrete on VNV  
*Karkhut I. I., Gavriljak A. I., Lutchko I. I.* Steel concrete elements with grooved reinforcement  
*Batnikov V. G., Phalikman V. R., Kalmykov L. Ph., Lukashevitch V. I.* Plasticizer for concretes on the basis of heavy resins of pyrolysis  
*Assanbekov Kh. A., Phrankovskiy L. V.* Influence of mass-exchanging processes on forming of concrete structure under thermal-humid treatment  
*Lazarev A. D., Phejghine E. M.* Reduction of stresses during cooling of reinforcement stressed by electro-thermo-mechanical method  
*Gladkov D. I., Erokhina L. A., Zagorodnuk L. Kh.* Vibro-vacuum technology of cellular concretes  
*Kononenko A. E., Shnytko S. D.* Dempers of noise from machines of contact welding  
*Zalesov A. S., Prudnikov V. P.* Strength of reinforced concrete beams of constant and variable height with supports on different levels  
*Tikhonov I. N.* Calculation of sections of reinforced concrete elements under action of short-timed dynamical loads  
*Nurmaganbetov E. K.* Transverse bending of reinforced concrete bar elements  
*Aronov B. L.* Measuring-technological complex "Rapid-Progress" — 16 DRK  
*Setkov V. Yu., Shibanova I. S., Ryseva O. P.* Life of monolithic reinforced concrete overlappings of industrial buildings in medium containing chlorine  
*Khamzin S. K., Smailov K. Z.* Principal directions of realization of production wastes of Kazakhstan  
*Korshunov D. A.* About protection of reinforcement by concrete

*Liozhits E. D., Phridman M. M.* La structure optimale de fondations en poteaux  
*Yankelevitch M. A., Liberman A. D., Roubatch O. M., Zavgorodny S. I.* Les études de la ferme de segment avec une travée de 24 m produite en béton sur VNV  
*Karkhout I. I., Gavriljak A. I., Loutchko I. I.* Les éléments en acierbéton avec des armatures striées  
*Batnikov V. G., Phalikman V. R., Kalmykov L. Ph., Loukachevitch V. I.* Le plastifiant pour les bétons sur les résines lourdes de pyrolyse  
*Assanbekov Kh. A., Phrankovskiy L. V.* L'influence de l'échange des masses sur la formation de la structure des bétons sous le traitement par le chauffage dans la vapeur  
*Lazarev A. D., Phejghine E. M.* La réduction des contraintes sous le refroidissement des armatures contraintes par la méthode électrothermo-mécanique  
*Gladkov D. I., Erokhina L. A., Zagorodnuk L. Kh.* La technologie de vibration dans le vacuum des bétons cellulaires  
*Kononenko A. E., Chnytko S. D.* Le silencieux du bruit des machines de soudage par résistance  
*Zalesov A. S., Prudnikov V. P.* La résistance des poutres en béton armé d'une hauteur constante et variable avec des supports aux différents niveaux  
*Tikhonov I. N.* Le calcul des sections des éléments en béton armé sous l'action des charges dynamiques à courte durée  
*Nurmaganbetov E. K.* La flexion transversale des éléments en barres en béton armé  
*Aronov B. L.* L'ensemble de mesure-technologie "Rapide-Progress" — 16 DRK  
*Setkov V. Yu., Shibanova I. S., Ryseva O. P.* Le délai de service des recouvrements en béton armé monolithe des bâtiments industriels dans le milieu contenant chlorure  
*Khamzine S. K., Smailov K. Z.* Les directions principales de réalisation des déchets industriels de Kazakhstan  
*Korshounov D. A.* Sur la protection des armatures par le béton

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. Кормилницын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силян, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 04.07.91. Подписано в печать 19.08.91. Формат 60×88<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отг. 4,92. Уч.-изд. л. 5,25. Тираж 10 219 экз. Заказ 6061. Цена для индивидуальных подписчиков 80 коп., цена для организаций — 1 р. 40 к.

Адрес редакции:  
 Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж  
 Почтовый адрес редакции (экспедиция): 1011442, Москва, ГСП, Клялевская, 23а  
 Тел. 292-41-34, 292-62-05

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

# ГОССТРОЙ СССР

## ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

### ТЕХНОЛОГИЯ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ МЕЛКИХ СТЕНОВЫХ БЛОКОВ ИЗ НЕАВТОКЛАВНОГО ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА

Технология включает:

- приготовление малоподвижной ячеистой смеси на основе тонкомолотого цементного вяжущего (ВНВ, ТМЦ) или рядового цемента, кремнеземистого компонента (сухая или отвальная зола, кварцевый песок), порообразователя и интенсификатора твердения
- формование массивов с применением вибрационных воздействий и их вызревание
- струнную разрезку и тепловлажностную обработку массивов при атмосферном давлении

Технология позволяет организовать производство изделий по конвейерной схеме.

Физико-технические показатели ячеистого бетона:

|  |            |
|--|------------|
| Плотность в сухом состоянии, кг/м <sup>3</sup> . . . . . | 600...900  |
| Прочность на сжатие, МПа . . . . .                       | 2,5...7,5  |
| Морозостойкость, циклов . . . . .                        | 35 и более |
| Усадка при высыхании, мм/м . . . . .                     | 1,5...2,5  |

Разработана конвейерная формовочная линия для изготовления мелких стеновых блоков из неавтоклавного ячеистого бетона по виброрезательной технологии.

Характеристика конвейерной линии:

|  |           |
|--|-----------|
| Производительность, тыс. м <sup>3</sup> /год . . . . . | 30...50   |
| Ритм работы, мин . . . . .                             | 10...20   |
| Габариты массива, м . . . . .                          | 3×1,2×0,6 |
| Отклонения от линейных размеров блоков, мм . . . . .   | ±1...±3   |

Мелкие стеновые блоки предназначены для строительства жилых домов, в том числе усадебного типа, и объектов культурно-бытового назначения в сельской местности.

Техническую консультацию и практическую помощь в разработке и внедрении технологии мелких стеновых блоков из неавтоклавного ячеистого бетона на местных сырьевых материалах и конвейерной формовочной линии по их изготовлению можно получить во ВНИИжелезобетоне.

Заказы просим направлять по адресу:

111524, Москва, ул. Плеханова, д. 7.

Тел. 176-29-98, 176-11-81.

**НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
ДИСПЕРСНЫХ МАТЕРИАЛОВ  
«РАПИД»**

*предлагает специалистам:*

**ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС «РАПИД-ПРОГНОЗ»,**

**который по результатам испытания смеси  
с высокой точностью, достоверностью  
и воспроизводимостью  
позволяет прогнозировать и определять:**

- АКТИВНОСТЬ КОНКРЕТНОЙ ПАРТИИ ЦЕМЕНТА
- МАРКУ КЛАДОЧНОГО ИЛИ ШТУКАТУРНОГО РАСТВОРА
- КЛАСС ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА
- КОНДИЦИЮ, ЭФФЕКТИВНОСТЬ, КОЛИЧЕСТВО И ХАРАКТЕР ДЕЙСТВИЯ РАЗЛИЧНЫХ ДОБАВОК
- СВОЙСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ ДИСПЕРСНЫХ МАТЕРИАЛОВ (глины, гипса), НЕСТРОИТЕЛЬНЫХ ПОРОШКОВ (золы, шлака и т. п.) И ИСКУССТВЕННЫХ КОМПОЗИТОВ (бетона, арболита и пр.)

**ПРИБОР «РАПИД-ДОЗА»,**

который позволяет определять нормальную густоту цементного и гипсового теста, пластичность глин, а также водопотребность грунтов и других порошков

**ПРИБОР «РАПИД-АНАЛОГ»,**

который позволяет определять вид и завод-изготовитель цемента, месторождение глины и идентифицировать любые дисперсные вещества.

Продолжительность испытания составляет несколько минут. Суммарный экономический эффект превышает 12...15 % стоимости дисперсного материала.



Адрес: 630008, Новосибирск, а/я 47  
Телефон: (8-383-2) 66-16-64  
Телетайп: 637036 СКРИП