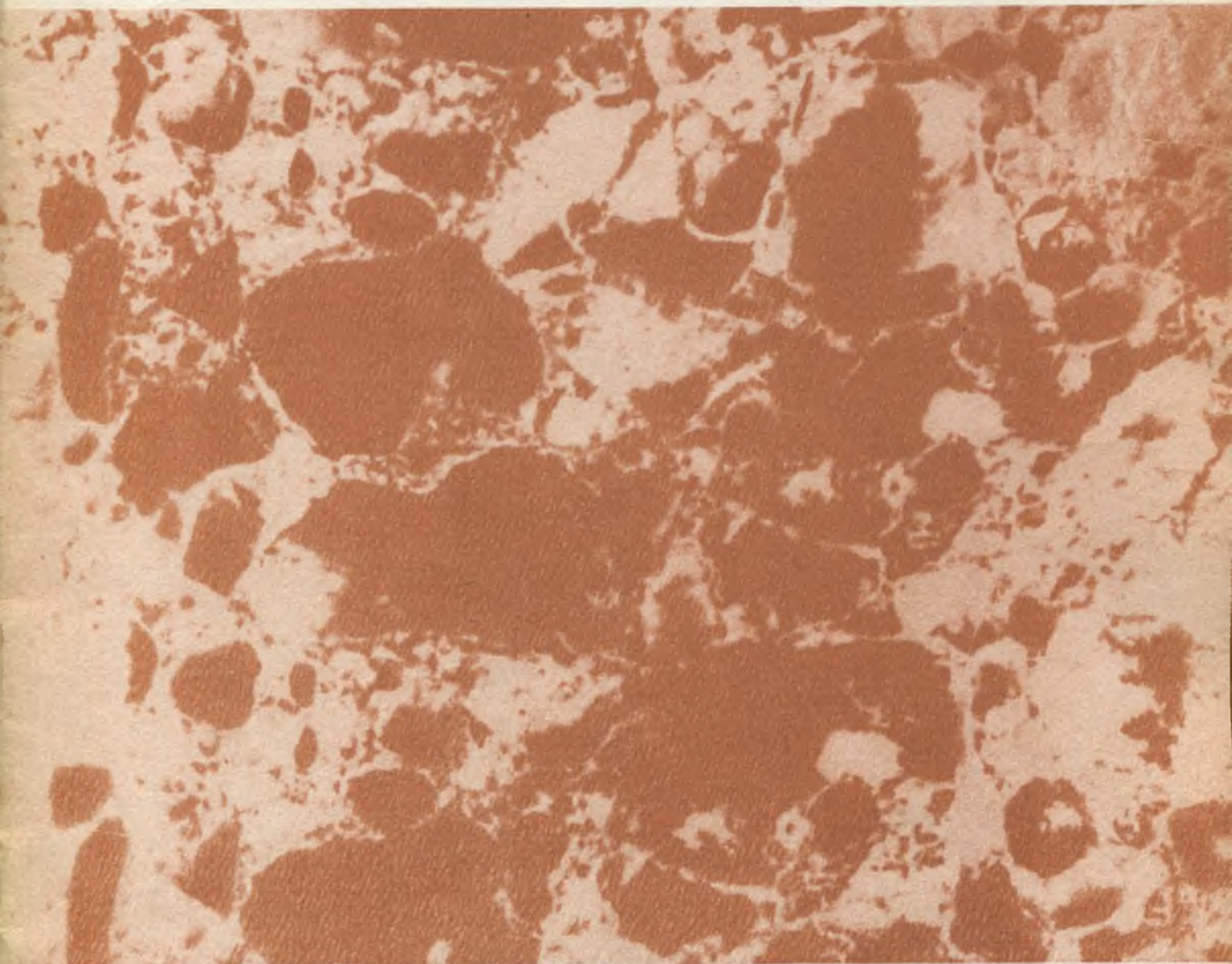


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5
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 ЗАДАНЫХ 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 поверке испытательного оборудования.

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

Содержание

Экономия ресурсов

- Ежов В. Б., Колпащикова Е. Т. Пути экономии цемента в заводской технологии 2

Конструкции

- Розенберг М. Я., Багашвили Э. Ш. Работа ригеля каркаса первого этажа много-
этажного панельного здания 3
- Лемыш Л. Л. Перераспределение и регулирование усилий в рамных каркасах
многоэтажных зданий 5
- Додонов М. И., Хормиз Н. Д. Прочность монолитных плит по стальным профи-
лированным настилам при локальных нагрузках 8

Бетоны

- Спивак Н. Я., Стронгин Н. С., Рузиев Х. Р. Особенности проектирования состава
керамзитобетона для однослойных панелей наружных стен в условиях жаркого
климата 9

Строительное производство

- Дьяченко С. С., Федоров А. А., Каминский В. Ф., Вержановская Е. В. Применение
пластификатора СФС в качестве противоморозной добавки для бетона 11

В помощь проектировщику

- Морозов А. Н. Расчет прочности газобетонных конструкций на действие поперечных
сил 13
- Старишко И. Н. Работа продольной арматуры в наклонной трещине 15

Использование промышленных отходов

- Дворкин Л. И., Мироненко А. В., Орловский В. М., Пресман И. Г. Золо-
щелочные бетоны 18
- Касимов И. К., Тулаганов А. А., Абдукамилов Ш. Т. Особенности получения арболита
на основе гуза-пан 20

Стандарты и нормативные документы

- Вайнер Я. Г. О неудачном переходе на классы бетонов 23

Информация

- Серых Р. Л., Чистяков Е. А., Крамарь В. Г. 27-я пленарная сессия Европейского
комитета по бетону 24
- Скоробогатов С. М. Сессия национального комитета ФИП 25

Зарубежный опыт

- Динг Дажун Развитие бетона и железобетонных конструкций в Китае 27
- Соловьев Г. К., Грамбовецкий В. П. Системы крепления защитно-декоративных
штучных материалов 28



В. Б. ЕЖОВ, Е. Т. КОЛПАЩИКОВА, инженеры
(Свердловское кооперативное производственное объединение
«Завод ЖБИ имени Ленинского комсомола»)

Пути экономии цемента в заводской технологии

КПО «Завод ЖБИ имени Ленинского комсомола», являясь крупнейшей базой жилищного крупнопанельного строительства, ежегодно расходует более 200 тыс. т цемента. В объединении постоянно проводятся мероприятия по экономии сырьевых материалов, в том числе цемента — основного фондируемого материала. Среди них предусмотрены введение пластифицирующих и суперпластифицирующих добавок, использование золы ТЭЦ и местных вяжущих для производства наружных стеновых панелей из газозолобетона, изготовление изделий с минусовыми допусками, применение статистического и неразрушающих методов контроля прочности и однородности бетона, утилизация отходов бетона в неответственные конструкции.

Одним из путей экономии цемента является использование местных строительных материалов и отходов промышленного производства.

Для выпуска наружных стеновых панелей завод использует золу-унос сухого отбора Рефтинской ГРЭС и местное вяжущее — известь Дружининского или Крылосовского месторождений. Зола кислая с содержанием до 50 % стекловидных и оплавленных кремнеземистых частиц удельной поверхностью 3500...4000 см²/г, плотностью 580...650 кг/м³. Известь низкосортная, с содержанием до 50...65 % активных оксидов.

Технология изготовления наружных стеновых панелей включает в себя помол извести, пневмотранспортирование золы, цемента и молотой извести, дозирование названных компонентов, воды и алюминиевой суспензии в самоходный газобетоносмеситель, заливку газомассы в формы, созревание бетона-«сырца», срезание «горбуши» и автоклавную обработку при 0,8 МПа.

В состав 1 м³ газозолобетона входят: цемент — 120, молотая известь — 100...110, зола — 280, алюминиевая пудра — 0,47 кг при водотвердом отношении 0,53. Полученный газозолобетон имеет плотность 600 кг/м³, плотность при сжатии 3,5 МПа, коэффициент тепло-

проводности 0,13 ккал/(м·ч·град), морозостойкость Мрз35. Эти физико-механические характеристики позволяют изготавливать из бетона панели толщиной 280 мм.

Наружные стеновые панели из газозолобетона являются самой экономичной конструкцией среди однослойных панелей, выпускаемых в нашей стране. Себестоимость их почти в 2 раза ниже керамзитобетонных. Полная себестоимость 1 м³ таких панелей на заводе составляет 46...48 р., а оптовая цена в зависимости от вида отделки — 82...85 р.

Золу в газозолобетоне используют не только как кремнеземистый компонент, но и как вяжущее, что в 1,5...2 раза сокращает расход протландцемента. Совместное применение золы и извести позволяет снизить расход цемента на 80 кг в расчете на 1 м² стены. В 1989 г. объединение использовало в производстве 34 тыс. т золы, а всего за период с 1961 г. ее утилизировано более 700 тыс. т.

С 1986 г. в объединении применяют помимо лигносульфонатов технических суперпластификатор С-3 Первоуральского завода «Хромпик», что позволяет значительно сократить расход цемента. Только за 1989 г. сэкономлено 1630 т цемента на выпуске 126 тыс. м³ бетона. Снизилась и трудоемкость при изготовлении некоторых видов изделий за счет разжижающего эффекта. Однако наряду с положительными факторами выявлены и отрицательные. Применение С-3 резко ухудшает лицевые поверхности изделий — увеличиваются число и объем раковин, что значительно повышает трудозатраты по дополнительной затирке поверхностей. Иногда наблюдается большое водоотделение.

При работе с пластификаторами следует отчетливо представлять механизм их действия. Однако, следуя рекомендациям НИИЖБа, инструкциям и техническим условиям, получить изделия с лицевыми поверхностями удовлетворительного качества пока не удается. Хотелось бы пожелать ученым и разработчикам нормативных документов внима-

тельно изучить причины возникновения отрицательных явлений при использовании добавок и дать предложения по их устранению. Работа с суперпластификаторами требует высокой технологической культуры как при производстве добавок, так и при их применении.

Рост требований к качеству конструкций вызвал необходимость разработки методов оценки прочности бетона непосредственно в конструкциях. Одним из них является ультразвуковой контроль, который используется в объединении с 1967 г. Этим методом определяют прочность и однородность бетона несущих внутренних стеновых панелей, формуемых в кассетных установках, шахт лифтов, многопустотных панелей перекрытий и др. Ежегодно проверяется около 300 тыс. м³ изделий. Экономия цемента составляет 4 т на 1000 т израсходованного цемента.

Опыт работы показал большие возможности снижения материалоемкости изделий. С 1991 г. после реконструкции цехов будет осваиваться технология применения золы в тяжелых конструктивных бетонах, а также при приготовлении товарных растворов и бетонов. Увеличится и выпуск наружных газозолобетонных стеновых панелей. Объем применения золы возрастет до 45 тыс. т в год.

Работа ригеля каркаса первого этажа многоэтажного панельного здания

Каркасное решение первого этажа многоэтажного крупнопанельного жилого здания позволяет применять встроенные предприятия социально-бытового назначения. Экспериментально-теоретическими исследованиями [1] выявлены две основные схемы разрушения панельной диафрагмы с проемами, опирающейся на колонны — от раздавливания бетона угловой зоны панели жилого этажа и от разрушения приопорной зоны ригеля.

В составной конструкции «диафрагма — ригель — колонны» ригель испытывает совместное действие вертикального сжатия, сконцентрированного по краям ригеля, и горизонтальных растягивающих усилий (рис. 1). Наличие горизонтальной растягивающей силы, действующей по верхней грани ригеля, обусловлено касательными напряжениями, которые возникают в стыке и воспринимаются силами трения, а также закладными деталями, соединяющими панель, плиту перекрытия и ригель.

Экспериментально-теоретическими исследованиями авторов и [2] установлено, что горизонтальная растягивающая сила прямо пропорциональна вертикальной сжимающей силе. Коэффициент пропорциональности зависит в основном от жесткости на сдвиг горизонтального стыка и составляет 0,1...0,3. В неразрезных многопролетных ригелях горизонтальная растягивающая сила возрастает. Для неразрезных конструкций коэффициент пропорциональности может быть > 1 .

Для выявления влияния горизонтальной растягивающей силы на напряженно-деформированное состояние, характер разрушения ригеля и разрушающую нагрузку было проведено численное исследование работы ригелей по программе «РАДУГА» [3]. Предназначенная для моделирования нелинейного деформирования и разрушения железобетонных конструкций при плоском напряженном состоянии методом конечных элементов, она использует анизотропную модель работы железобетона, в том числе с трещинами.

Расчеты проводили для ригелей про-

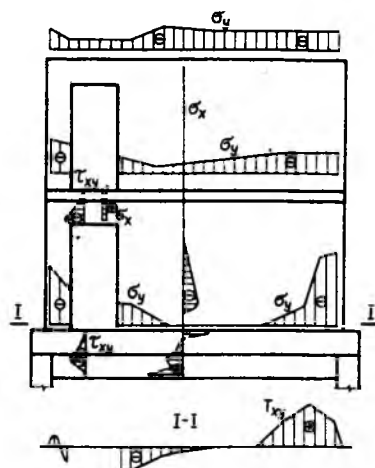


Рис. 1. Эпюры напряжений в диафрагме

летом 6,6 м, шириной 0,4 м, при соотношении высоты к длине пролета 1/6 и 1/2,5; длина площадок опирания — 0,2 м. Материал конструкций — бетон класса В25, продольная арматура класса А-Ш, поперечная А-1. Вертикальную нагрузку прикладывали к верхней грани ригеля на участке $l_{up}=1,2H$ (H — высота ригеля). Трапецевидная форма и геометрические параметры зоны передачи нагрузки получены на основе анализа распределения напряжений по верхней грани ригеля в двухэтажных фрагментах. Горизонтальную растягивающую силу T считали распределенной по длине участка передачи вертикальной нагрузки N по параболическому закону. В расчетах варьировали $T/N=1/20...$

5/1. Учитывая характер нагружения, применяли вертикальное и горизонтальное армирование ригеля в области приложения нагрузки, причем количество горизонтальной арматуры уменьшали по высоте ригеля. Кроме того, устанавливали продольную арматуру вверх и вниз на всю длину ригеля, а также применяли косвенное армирование опорной зоны.

Эпюры вертикальных сжимающих напряжений по высоте конструкции сужаются от верхней грани к опоре, при этом напряжения возрастают (рис. 2). Относительно небольшая горизонтальная сила увеличивает длину работающего на сжатие горизонтального участка.

При действии только вертикальной нагрузки в вертикальных приопорных сечениях горизонтальные растягивающие напряжения в нижних арматурных стержнях оказались значительно выше. Наличие горизонтальной силы увеличивает напряжения растяжения верхних стержней. В середине пролета горизонтальная растягивающая сила воспринимается верхней и нижней продольной арматурой.

Первой появлялась вертикальная трещина в месте примыкания ригеля к опоре. В зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной нагрузок ширина ее раскрытия перед разрушением составила 0,4...0,6 мм. Перемещения конструкции незначительны, что обусловлено характером нагружения.

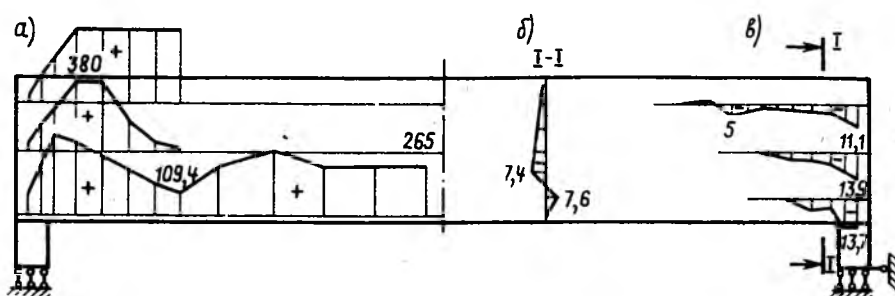


Рис. 2. Эпюры напряжений в ригеле
а — растягивающие σ_x в горизонтальной арматуре ($H/L=1/6$); б — касательные τ_{xy} в приопорном сечении ($T/N=1/4$); в — вертикальные сжимающие σ_y

Горизонтальная сила уменьшает прогиб конструкции.

Горизонтальная арматура в надпорной зоне повышает прочность ригеля, препятствует раскрытию вертикальной трещины у опоры, воспринимает напряжения от расширения бетона. Ее применение эффективно как при действии только вертикальной нагрузки, так и при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок. Поскольку прочность вертикальной арматуры, работающей на сжатие, используется не полностью, то рекомендуется повышать несущую способность ригеля, увеличивая горизонтальное армирование, высоту ригеля и площадку опирания.

Варьирование соотношения горизонтальной и вертикальной нагрузок позволило построить расчетную кривую прочности ригеля (рис. 3) и выявить схемы разрушения — от сжатия бетона в одном из горизонтальных надпорных сечений с образованием почти вертикальной трещины по краю опоры и от отрыва верхней угловой зоны ригеля. Вторая схема разрушения более вероятна для высокого ригеля ($T/N > 1$).

Учитывая, что физически нелинейный расчет является проверочным, т. е. при заданных геометрических размерах, условиях опирания, армирования и вида бетона определяется разрушающая на-

грузка, а также его трудоемкость, предложена методика приближенного инженерного расчета несущей способности ригеля. Предварительно выполняют статический расчет пространственной системы здания в упругой постановке, в результате которого определяют вертикальные и горизонтальные нагрузки на ригель. В отсутствие горизонтальной растягивающей силы предельно допустимая вертикальная сжимающая сила

$$N_u = 0,5 \varphi_{w2} R_{b, red} b l, \quad (1)$$

где φ_{w2} — коэффициент, учитывающий влияние горизонтальной арматуры в надпорной зоне по СНиП 2.03.01 — 84; $R_{b, red}$ — приведенная прочность бетона на сжатие; b — ширина ригеля; l — длина горизонтального участка, воспринимающего сжатие: $l = l_{loc} + 0,6y$; l_{loc} — длина опорной площадки;

y — расстояние до расчетного сечения от низа ригеля.

Предельно допустимую горизонтальную растягивающую силу T_u находят из условия, что она воспринимается только сквозной горизонтальной арматурой.

При заданных значениях внешних усилий T и N прочность ригеля считается обеспеченной, если

$$\frac{T}{T_u} \leq 2,5 \left[0,47 - \frac{H}{L} \pm \sqrt{\left(\frac{H}{L} - 0,07 \right)^2 - 0,8 \frac{N}{N_u}} \right], \quad (2)$$

где L — длина ригеля; $\alpha = [(H/L - 0,27) + (H/L - 0,75)(1 - N/N_u)]$.

Формула (2) применима при $H/L < 0,75$.

Кривые прочности (см. рис. 3), полученные по предлагаемой методике, соответствуют полученным с помощью физически нелинейного расчета по програм-

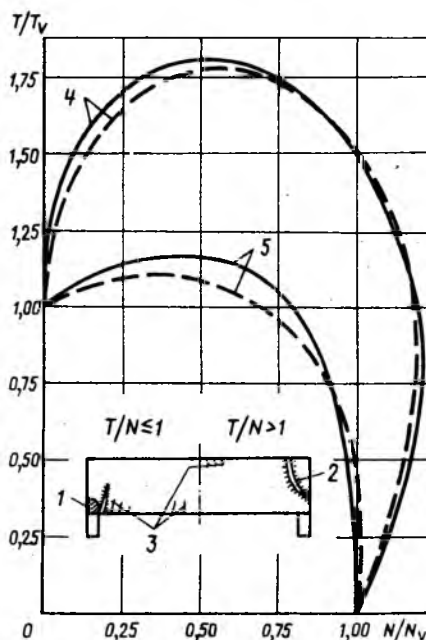


Рис. 3. Прочность ригеля

1 — разрушение надпорного сечения ригеля от сжатия с образованием вертикальной трещины у грани опоры; 2 — разрушение от отрыва верхней угловой зоны ригеля; 3 — трещины; 4 — $H/L = 1/6$; 5 — $H/L = 2,5$; — — — нелинейный расчет по программе «РАДУГА»; — — — по предложенной методике

ме «РАДУГА», достоверность результатов расчета по которой ранее экспериментально подтверждена. Данные кривые показывают увеличение предельной горизонтальной растягивающей силы при средних и малых значениях вертикальной сжимающей силы, а также предельной вертикальной при малых значениях горизонтальной силы для длинных и средних балок. Для высоких балок ($H/L > 0,5$) такого увеличения не наблюдается (см. таблицу). Это еще раз свидетельствует о целесообразности устройства связей между диафрагмой и ригелем и применения неразрезных многопролетных ригелей.

H/L	N/N_u	$(T/T_u)_{max}$	$(N/N_u)_{max}$	T/T_u
1/2	0,04	1,00	1,00	0,00
1/2,5	0,31	1,10	1,01	0,18
1/6	0,59	1,80	1,19	0,76
1/10	0,63	2,06	1,26	0,93

Проведенные исследования позволили выявить особенности напряженно-деформированного состояния, схемы разрушения составной конструкции «многоэтажная диафрагма — ригель — опоры» и разработать рекомендации по ее расчету и конструированию.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Напряженно-деформированное состояние сборных диафрагм с проемами / Е. Г. Валь, Э. Л. Вайсман, М. Я. Розенберг, Э. Ш. Багашвили // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 6—8.
2. Колтынюк В. А. Прочность изгибаемых составных систем // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 34—36.
3. Карпенко Н. И., Розенберг М. Я. Метод расчета деформаций и прочности плосконапряженных железобетонных конструкций // Совершенствование технологии изготовления изделий, объемно-планировочных и конструктивных решений элеваторов и зерноперерабатывающих предприятий. — М.: НИИЖБ, 1988. — С. 34—44.

Перераспределение и регулирование усилий в рамных каркасах многоэтажных зданий

Известно, что при нагружении статически неопределимой железобетонной конструкции происходит перераспределение усилий, связанное в основном с изменением соотношения жесткостей элементов при росте нагрузки. Зная его закономерности, можно на стадии проектирования создавать такие условия, чтобы перераспределение усилий в раме происходило в заданном направлении. Это позволяет получить существенный технико-экономический эффект, который еще далеко не полностью реализуется при проектировании. Он обусловлен возможностью уменьшения опорных моментов и увеличения моментов в пролете ригеля, что при принятых типовых конструктивных схемах дает возможность заметно облегчить узлы сопряжения ригелей и колонн (рис. 1), снизить трудоемкость монтажных работ, в том числе сварочных; унифицировать узлы сопряжения, сократив число монтажных элементов; снизить расход металла в ригелях, поскольку перераспределенный в пролет момент воспринимает высокопрочная арматура, которую нельзя использовать на опорах по условиям свариваемости; уменьшить расход арматуры в колоннах (особенно крайних), так как снижение моментов на опорах ригелей приводит, как правило, и к уменьшению моментов в колоннах; повысить несущую способность рамы или увеличить пролет ригеля, укрупнив сетку колонн без изменения размеров поперечных сечений элементов рамы. Для реализации резервов, связанных с нелинейной работой каркаса, необходимо иметь расчетный аппарат, учитывающий все основные факторы, влияющие на перераспределение усилий: изменение жесткостей элементов при кратковременном и длительном нагружении, появление дополнительных усилий в сжатых элементах при их деформациях, податливость узлов сопряжения сборных элементов и основания, совместную работу ригелей и плит перекрытий. В ЦНИИпромзданий разработана программа «БИНОН», а в содружестве с Донецким ПромстройНИИпроектом — «РАМА». При этом жесткость элементов определяли

с использованием гипотезы плоских сечений и полных диаграмм деформирования бетона и арматуры [1...3]. Для описания диаграмм использовали аналитические выражения и заданные в табличной форме в виде пар значений σ , ϵ . Второй способ оказался удобнее, поскольку позволяет вводить в расчет опытные диаграммы, трансформировать их с учетом продолжительности действия нагрузки, влияние градиента деформаций, местных напряжений и других факторов. Полученную зависимость $M - 1/r$ трансформируют так, чтобы исключить нисходящую ветвь (рис. 2), которая появляется в результате наличия аналогичной ветви в зависимости $\sigma_b - \epsilon_b$. То обстоятельство, что одному моменту могут соответствовать две кривизны (на восходящей и нисходящей ветвях), существенно затрудняет расчет многократно статически неопределимой системы, как многоэтажная многопролетная рама. Диаграмму трансформируют таким образом, чтобы площади, ограниченные исходной и принятой диаграммами, были равны (см. рис. 2). При этом с некоторым приближением можно считать, что новая диаграмма эквивалентна исходной по работе опор-

ного момента при повороте сечения на предельный угол $\varphi_{пред}$

$$A = \int_0^{\varphi_{пред}} M(\varphi) d\varphi = l_{пл} \int_0^{(1/r)_{пред}} M \frac{1}{r} d \frac{1}{r},$$

так как при таком подходе не меняется площадь,

$$\int_0^{(1/r)_{пред}} M \frac{1}{r} d \frac{1}{r}$$

($l_{пл}$ — длина зоны пластической деформации, благодаря которой осуществляется в основном поворот сечения).

Для того чтобы по одной методике построить полную диаграмму $M - 1/r$, составили алгоритм. Последовательно рассмотрели значения $1/r$ с возрастающим шагом. При каждом заданном $1/r$ находили такое значение деформации наиболее сжатого волокна бетона ϵ_b , при котором выполняется условие равновесия всех внешних и внутренних продольных сил в сечении ($\sum N = 0$). При этом $\epsilon_b(x) = \epsilon_b - \frac{1}{r}(x)$; $\sigma_b(x) = f[\epsilon(x)]$ (см. рис. 2). Такой подход позволяет определить пары значений M , $1/r$ для случаев, когда $M \leq M_{кр}$ и $M \geq M_{кр}$. Это важно для расчета колонн при полностью сжатом сечении: при большой продольной силе N их жесткость, особенно в стадии разрушения, может быть существенно ниже $B = 0,85 E_b I_{ред}$, что обычно не учитывают в расчетах. По такому же принципу строили диаграмму $N - \epsilon_0$ (ϵ_0 — деформация бетона в центре тяжести сечения). Рамы по первой и второй группам предельных состояний рассчитывали по одной программе с введением соответствующих характеристик в диаг-

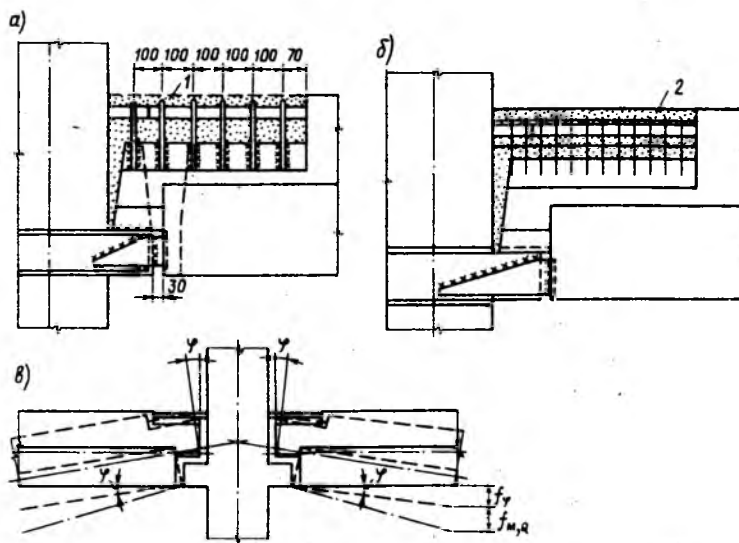


Рис. 1. Расчет рамных каркасов с учетом особенностей конструктивных решений узлов сопряжения сборных ригелей и колонн
а — сопряжение по серии 1.020.1—4; б — неомонолитное соединение; в — податливость узла; 1 — бетон класса В30; 2 — то же В10

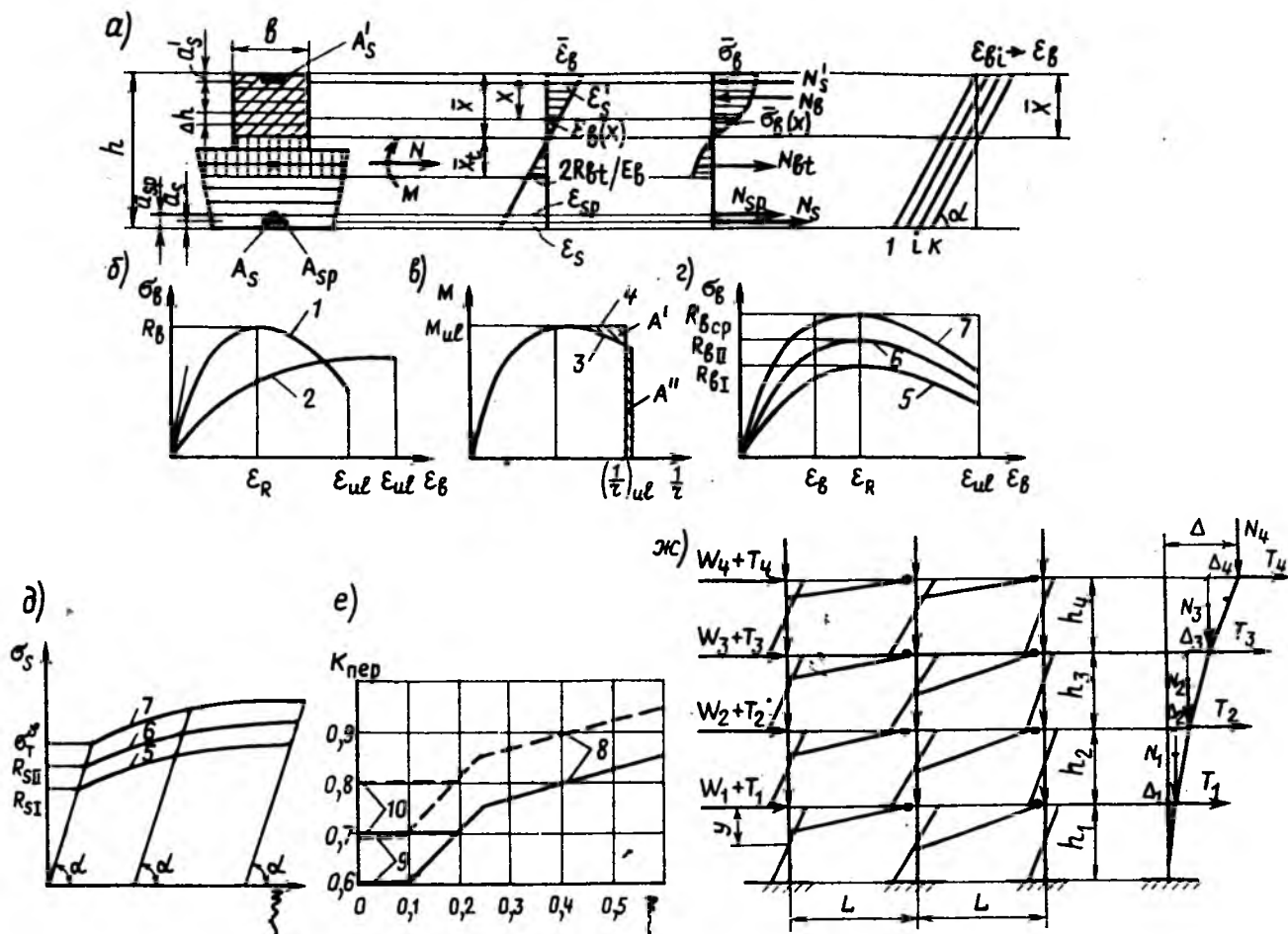
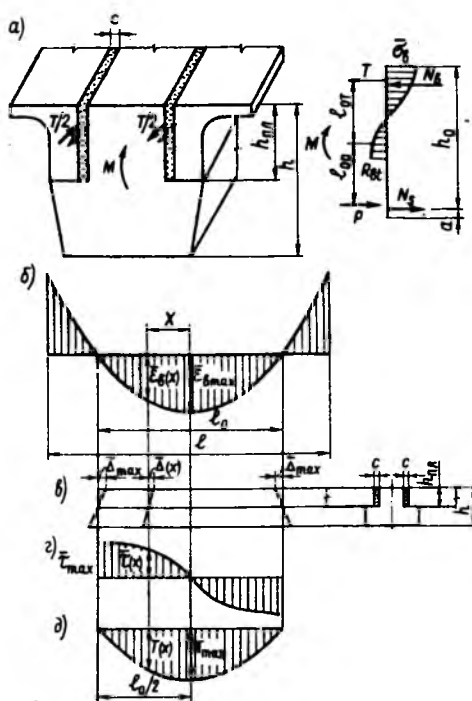


Рис. 2. Расчет многоэтажных рам с учетом действительных жесткостей и деформированной схемы

а — схема деформаций и напряжений в сечении железобетонного элемента (при использовании метода последовательного деления и определения положения нейтральной линии способом итерации); б — диаграмма работы бетона; в — диаграмма кривизн; г — трансформированные диаграммы бетона с учетом фактора надежности; д) — то же диаграммы арматуры; е — предельно допустимые коэффициенты перераспределения опорных моментов; ж — расчетная схема рамы при действии горизонтальных сил $W_i + T_i$ после образования пластических шарниров от вертикальной нагрузки; 1 — диаграмма бетона при кратковременном нагружении; 2 — то же при длительном нагружении; 3 — исходная диаграмма привязки; 4 — то же трансформированная (без нисходящей ветви); 5 — при расчете по первой группе предельных состояний; 6 — то же по второй группе; 7 — при определении средних деформаций; 8 — по предельным деформациям бетона; 9 — по предельным деформациям арматуры; $\epsilon_s = 0,02$; 10 — то же $\epsilon_s = 0,01$ — для преднапряженных ригелей — — — для ригелей без преднапряжения

раммы материалов $\sigma_b - \epsilon_b$, $\sigma_s - \epsilon_s$ [4]. Учет влияния длительности осуществляли введением в программу диаграммы бетона, отвечающей выдерживанию бетонных призм под постоянным напряжением в течение заданного времени [3].

Весьма важно учитывать податливость сопряжения ригелей и колонн, что является особенностью расчета сборных каркасов. Под податливостью узла понимают изменение первоначального (обычно прямого) угла между осями стержней, сходящихся в узле (см. рис. 1). Каждое конструктивное решение узлов сопряжения сборных элементов характеризуется определенным значением $C = M_{sup} / \varphi_{sup}$ (M_{sup} , φ_{sup} — опорный момент и изменение первоначального угла сопряжения ригеля и колонны). С устанавливали по результатам экспериментов, выполненных при отработке конструктивных решений узлов каркасов межвдогового применения (сер. 1.020.1—4).



Податливость упругого основания учитывали с помощью коэффициента постели $K_s = p/s$ (p — среднее напряжение в грунте под подошвой фундамента; s — осадка фундамента по нормам).

Для учета сопротивления плит перекрытий деформациям ригелей при построении диаграммы $M - 1/r$ в качестве дополнительной внешней силы вводили в расчет внецентренно растягивающую силу $T = K\epsilon_b \leq T_{пред}$ (рис. 3). Деформации плит не учитывали. При этом взаимный сдвиг между ригелем

Рис. 3. Учет работы ригелей и плит

а — схемы усилий; б — эпюра деформаций сжатой грани ригеля; в — схема взаимных смещений ригеля и плиты; г — эпюра касательных напряжений по поверхности контакта ригеля и плиты (на уровне верхней грани ригеля); д — эпюра сдвигающих усилий по поверхности контакта ригеля и плиты

и плитой $\bar{\Delta}(x) = \int_0^x \varepsilon_b(x) dx$, а максимальный сдвиг на расстоянии $l_0/2$ от оси ригеля $\bar{\Delta}_{max} = \bar{\varepsilon}_{b,max} \omega_1 l_0/2$ [ω_1 — коэффициент полноты эпюры $\bar{\Delta}(x)$]. Касательное напряжение $\bar{\tau}(x)$ на уровне верхней грани ригеля $\bar{\tau}(x) = \bar{\Delta}(x) G/c$ (c — толщина шва между ригелем и плитой). Максимальное касательное напряжение $\bar{\tau}_{max} = \bar{\Delta}_{max} G/c$. Усилие сдвига

$T(x) = \int_0^x \bar{\tau}(x) \omega_2 h_{пл} dx$; $T_{max} = \bar{\tau}_{max} \omega_2 \omega_3 \times \times h_{пл} l_0/2$ ($h_{пл}$ — высота плиты; ω_2, ω_3 — коэффициенты полноты эпюры касательных напряжений $\tau(x)$ по высоте плиты и по длине ригеля). После подстановки

$$T_{max} = \varepsilon_{b,max} \omega_1 \omega_2 \omega_3 G \frac{h_{пл}}{2} \left(\frac{l_0}{2} \right)^2 = K \bar{\varepsilon}_{b,max} =$$

Приняв приближенно

$$\frac{T(x)}{T_{max}} = \frac{\varepsilon_b(x)}{\varepsilon_{b,max}},$$

получим

$$T(x) = K \bar{\varepsilon}_b(x) \leq T_{пред}, \quad (2)$$

где $T_{пред}$ — предельное усилие, воспринимаемое швом между боковой поверхностью ригеля и торцами плит, зависящее от конструкции шва. Для определения $T_{пред}$ и K использовали результаты экспериментов НИИСК и других организаций. На основании этих же опытов $T(x)$ учитывали только в зоне положительных моментов в ригеле.

В ЦНИИпромзданий рассчитали рамы зданий межвидового применения сер. 1.020.1—4. При этом установлено, что наименьший суммарный расход металла для рассмотренных рам соответствует снижению момента в наиболее нагруженном опорном сечении ригеля на 30...40 %. При большем уменьшении опорного момента приходится усиливать сжатую зону пролетной части ригелей, увеличивать армирование колонн вследствие повышения влияния деформированной схемы, что повышает расход металла на раму. Таким образом, существует оптимальный уровень перераспределения, при котором достигается минимальный расход металла на ригели и колонны.

Поскольку нелинейный расчет рам трудоемок, приемлемым является упругий расчет с последующим перераспределением усилий. В случае снижения опорных моментов выше традиционного уровня (15...20 %) рекомендуется выполнить уточненный расчет по первой группе предельных состояний с ограничением деформации бетона и арматуры предельными значениями ε_{bu} и ε_{su} , которые можно принять равными

$\varepsilon_{bu} = 0,0035$; $\varepsilon_{su} = 0,01$ (при сварных соединениях замоноличенной опорной арматуры) и $\varepsilon_{su} = 0,02$ (в остальных случаях) с целью недопущения работы арматуры в стадии упрочнения и перегрузки колонн, а также в связи с малоциклового усталостью при повторных нагружениях. Минимально допустимые значения коэффициентов перераспределения $R_{пер} = M_B/M_{EI}$ найденные из расчета рам [5], приведены на рис. 2. Для сборных рам их можно снизить на 10...15 % вследствие податливости узлов. Кроме того, необходимо проверить устойчивость каркаса в связи с уменьшением его жесткости из-за образования пластических шарниров. Будем считать, что они образовались до приложения ветровой нагрузки, и она действует на раму с шарнирами в узлах, где моменты от ветровых и горизонтальных нагрузок одного знака. С учетом дополнительных горизонтальных составляющих от продольных сил в колоннах момент в обобщенной колонне (см. рис. 2) на уровне перекрытия первого этажа $M_1 = (\Sigma W_i + \Sigma T_i) y = M_{w1} [1 + \Sigma N_i (\Delta_i/h_i) / \Sigma W_i] = M_{w1} \eta$. Будем считать, что при $\eta \leq 2$ устойчивость каркаса обеспечена; при $\eta = 2$ прогиб каркаса $\Delta_w = \Sigma \Delta_i \approx H \Sigma W_i / \Sigma N_i$. Если при действии поэтажных сил $W_i + N_i \Delta_i/h_i$ и жесткости элементов $B = 0,85 E_b J_b$, перемещения рамы $\Delta \leq \Delta_w$, можно считать, что устойчивость обеспечена.

При расчете по второй группе предельных состояний, кроме $f \leq |f|$ и $a_{сер} \leq |a_{сер}|$, необходимо обратить внимание на выполнение условия $\sigma_s \leq R_{s, сер}$, которое означает недопущение пластических шарниров в стадии эксплуатации.

Для обеспечения перераспределения усилий высокого уровня кроме соответствующего армирования рекомендуется в некоторых случаях устранить сцепление опорной арматуры с бетоном замоноличивания или применять для замоноличивания пластические материалы, что увеличивает предельный поворот опорного сечения. В противном случае возможен преждевременный разрыв этой арматуры вблизи сварки. Кроме того, необходимо уменьшить высоту сжатой зоны опорных сечений ригеля усилением ее металлическими элементами (в расчете — сжатой арматурой), что повысит предельные деформации сечения. Следует применять более податливые узлы сопряжения ригелей и колонн, например неомонолитные соединения. Рекомендуется также повысить жесткость пролетной части ригелей более полным включением в их работу плит перекрытий (устройство шпонок, накладок и др.) сравнительно небольшого усиления пролетной арматуры (до

3...5 %) с тем, чтобы она не теряла преднапряжения вплоть до разрушения. При этом целесообразно использовать способы защиты опорной арматуры от коррозии, позволяющие реализовать заданный уровень перераспределения усилий (оцинкование и обмазка защитными покрытиями арматуры, применение для замоноличивания арматуры пластических материалов, например асфальтобетона, пластбетона и др., укладка поверх стержней опорной растянутой арматуры сетки Рабитца). Выполнение указанных мероприятий способствует перераспределению усилий из опорных сечений в пролет, но при этом снижается жесткость рамы на горизонтальные воздействия. Поэтому одновременно следует проводить уточненный расчет рамы.

Выводы

Отразить перераспределение усилий в сборных железобетонных рамах многоэтажных промзданий позволяет расчет с учетом физической и геометрической нелинейности, податливости узлов сопряжения сборных элементов и основания, совместной работы ригелей и плит. Рассмотрены основные соотношения по учету указанных факторов, а также «правила» перераспределения при традиционном упругом расчете.

Выполнением конструктивных мероприятий можно создать определенные соотношения жесткостей в раме, получить заданное перераспределение усилий и наибольший технико-экономический эффект.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гуша Ю. П., Лемыш Л. Л. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружении // Бетон и железобетон. — 1985. — № 11. — С. 13—16.
2. Лемыш Л. Л. Расчет железобетонных конструкций по деформациям и несущей способности с учетом полных диаграмм деформирования бетона и арматуры // Железобетонные конструкции промышленных зданий. — М.: ЦНИИпромзданий, 1984. — С. 74—89.
3. Лемыш Л. Л. Жесткости несущих железобетонных конструкций промзданий при нагрузках различной длительности и разных знаков // Совершенствование конструктивных систем производственных зданий. — М.: ЦНИИпромзданий, 1985. — С. 82—102.
4. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям. — Т. 11. — М.: Стройиздат, 1984. — 281 с.
5. Лемыш Л. Л., Лагутичева Г. Д. Границы перераспределения усилий при расчете по прочности рамных железобетонных каркасов многоэтажных зданий // Конструкции многоэтажных производственных зданий. — М.: ЦНИИпромзданий, 1988. — С. 40—56.

М. И. ДОДОНОВ, канд. техн. наук, Н. Д. ХОРМИЗ, инж. (МИСИ)

Прочность монолитных плит по стальным профилированным настилам при локальных нагрузках

Перекрытия в виде монолитной плиты по профилированному стальному настилу в последнее время находят все более широкое применение, поскольку при этом удается значительно снизить трудоемкость строительно-монтажных работ. На такие перекрытия могут действовать как равномерно распределенные нагрузки, так и сосредоточенные от массы различного оборудования. Работа таких конструкций при равномерно распределенных нагрузках достаточно хорошо исследована, а напряженно-деформированное состояние монолитных перекрытий по профилированному настилу при действии сосредоточенных нагрузок изучено недостаточно.

На основе экспериментально-теоретических исследований предложена методика расчета прочности монолитных плит по профилированным стальным настилам, работающим в двух направлениях при действии локальных (сосредоточенных) нагрузок. Такое приложение нагрузок на междуэтажные перекрытия встречается в промышленных и гражданских зданиях, однако в методике [1] этот случай загрузки не получил отражения, что сдерживает более широкое применение перекрытий.

В МИСИ испытывали монолитную бетонную плиту размером 410×280 см, шарнирно опертую по длинным сторонам и свободную от опор по коротким, на действие сосредоточенных нагрузок, приложенных вблизи центра в четырех точках, отстоящих друг от друга на расстоянии 50 см (см. рисунок). В качестве арматуры использовали стальной гладкостенный профилированный настил Н79-680-1 с гофрами в направлении короткого пролета. Одновременно испытывали фрагменты балочных плит.

Совместная работа стального настила, уложенного широкими полками вниз, с бетоном обеспечивалась анкеровкой на опорах в виде отгибов [2]. Для приготовления бетона использовали портландцемент марки 400, гранитный щебень фракций 5...20 мм и кварцевый песок. Изделия бетонировали в стальной бортовой опалубке высотой 14 см, бетон набирал прочность в естественных условиях. На момент ис-

пытания плит $R_b=22,5$; $R_{bt}=4,11$ МПа. Плиту загружали ступенями по 0,035 ожидаемой разрушающей нагрузки. Разрушение плиты произошло при суммарной сосредоточенной нагрузке $Q=141$ кН (без учета собственной массы плиты) с образованием поверхности прогибов (см. рисунок). Для оценки прочности плиты, работающей в двух направлениях, приняли кинематический метод предельного равновесия [3], описанный в источнике [4].

В стадии предельного равновесия плита под нагрузкой провисала, поэтому ее плоскую поверхность можно рассматривать как усеченную пирамиду с высотой, равной максимальному прогибу плиты (см. рисунок). Несущую способность плиты определяли из условия равенства работ внешних и внутренних

$$A_g + A_Q = A_{mi} \quad (1)$$

где A_g — работа равномерно распределенной нагрузки g от собственной массы плиты, приложенной в пределах фигуры разрушения; A_Q — работа сосредоточенных сил Q ; A_{mi} — работа изгибающих моментов по линиям пластических деформаций.

При этом работа внешних сил

$$A_g + A_Q = gV + Qf, \quad (2)$$

где V — объем усеченной пирамиды продавливания с основаниями $(2k+e)(2a+e)$ и e^2 , высотой f , равной прогибу под нагрузкой Q :

$$V = \frac{f}{3} [(2k+e)(2a+e) + e^2 + \sqrt{(2k+e)(2a+e)e^2}]$$

Работа внутренних сил

$$A_{mi} = 4m_1 \sin^2 \alpha \varphi_1 d + 2m_1 \varphi_2 e + 4m_2 \cos^2 \alpha \varphi_1 d + 2m_2 \varphi_3 e + 2m_3 \varphi_3 (2k+e), \quad (3)$$

где m_1 — погонный изгибающий момент в направлении короткого пролета вдоль гофров настила), который подсчитывают по методике [1]; m_2 , m_3 — погонный положительный и отрицательный изгибающие моменты в направлении длинного пролета (поперек гофров настила), их принимают как для бетонных сечений высотой, равной толщине

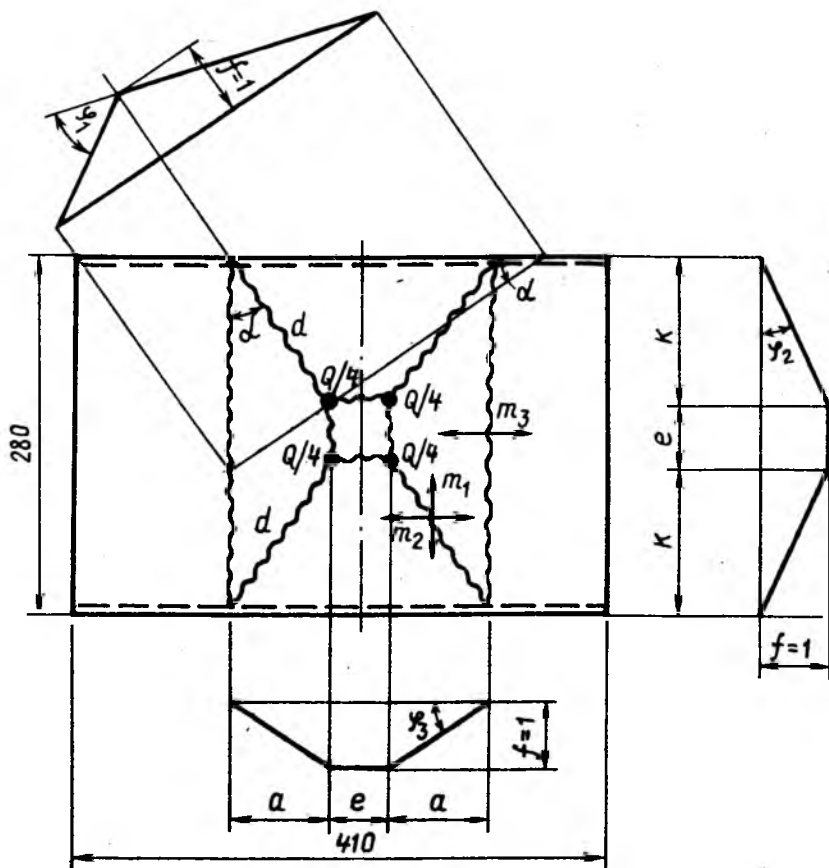


Схема излома плиты

полки, без учета работы настила поперек гофров, исходя из прочности бетона на растяжение.

Несущую способность плиты при $f=1$ определяют из зависимостей (1), (2)

$$Q = A_{mi} - gV. \quad (4)$$

В выражениях для подсчета A_{mi} и V содержатся геометрические параметры, которые можно выразить через угол α (см. рисунок). Минимальную нагрузку Q по формуле (4) находят при α , определяемом из условия

$$\frac{dQ}{d\alpha} = 0. \quad (5)$$

которое приводит к нелинейному уравнению относительно α , решаемому одним из численных методов.

Установив угол α из выражения (5) и подставив его в формулу (4), находят Q .

В данном случае $\alpha^{cal} = 29,5^\circ$ получен из графика функции (4) при ее минимуме ($\alpha^{exp} = 29^\circ$).

При вычислении разрушающей нагрузки Q по формуле (4) принято $m_3 = 1$, поскольку исчерпание этого момента происходит до достижения предельного состояния, хотя m_3 влияет на α . При наличии арматуры вверху плиты $m_3 \neq 0$. Таким образом, $Q^{exp} = 141$ кН незначительно отличается от вычисленной нагрузки ($Q^{cal} = 138,3$ кН).

Вывод

Прочность монолитных плит по профилированному настилу при сосредоточенных нагрузках достаточно просто и при хорошем совпадении с опытными данными можно рассчитывать на основе кинематического метода предельного равновесия.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендация по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. — М.: НИИЖБ, ЦНИИпромзданий, 1987. — 41 с.
2. Додонов М. И., Бактыгулов К. Б. Сборно-монолитные перекрытия с использованием стальных профилированных настилов // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 7—9.
3. Ржаницын А. Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. — М.: Стройиздат, 1954. — 180 с.
4. Porter M. L., Ekberg E. Jr. Compendium of ISU Research Conducted on Cold Formed Steel — desk. Reinforced Slab Systems // Engineering Research Institute. — Iowa, USA, 1978. — P. 23.

Бетоны

УДК 624.073:691.327:666.973.2

Н. Я. СПИВАК, Н. С. СТРОНГИН, кандидаты техн. наук, Х. Р. РУЗИЕВ, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Особенности проектирования состава керамзитобетона для однослойных панелей наружных стен в условиях жаркого климата

Обследование наружных ограждающих конструкций в условиях жаркого климата показало, что при массивности $D \geq 4$ по СНиП II-3-79** обеспечены минимальное затухание теплового потока и колебания амплитуды температуры на внутренней поверхности стены. Удовлетворительной считается амплитуда колебания внутренней температуры, не превышающая $1,5^\circ\text{C}$ при амплитуде колебания наружной температуры около 25°C .

Затуханию по поверхности стен не уделяется должного внимания, хотя даже при обеспеченности экранирования окон температура внутренней поверхности стен иногда превышает допустимую. Для улучшения теплового режима жилых помещений в условиях жаркого климата необходимо добиваться большего затухания теплового потока в стене. Этого можно достичь в результате улучшения структуры материала и технологии производства однослойных наружных стен.

В ЦНИИЭП жилища провели исследования с целью установления оптимального рецептурно-технологического регламента, обеспечивающего наибольшее затухание теплового потока в наружной панельной стене из легкого бетона.

* Рекомендации по технологии заводского производства и контролю жилых зданий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1980. — С. 31—43.

Для этого выполнили трехфакторный эксперимент, который заключается в регулировании свойств легкого бетона благодаря изменению его структуры (табл. 1).

Таблица 1

Факторы	Уровни		
	нижний I	исходный 0	верхний I
Гравий, л/м ³	950	1000	1050
Цемент, кг/м ³	200	250	300
Пена, л/м ³	240	170	100

Теоретически необходимо было отыскать структуры, при которых для максимальной плотности коэффициент теплопроводности минимален. Этому соответствует структура керамзитобетона с малым расходом дробленого керамзитового песка при постоянном агрегатно-структурном факторе $M/(M+K) = 0,15$ (M, K — объем мелкого и крупного заполнителей).

Для экспериментов использовали керамзитовый гравий фракций 10...20 и 5...10 мм и портландцемент марки 400 Воскресенского завода (табл. 2). Расход воды варьировали для обеспечения виброукладываемости смеси 10 с. В качестве пенообразователя и пластификатора применяли 5 %-ный раствор СДО. Техническую пену изготовляли в центробежном пеногенераторе. Бетонную смесь приготавливали в лабора-

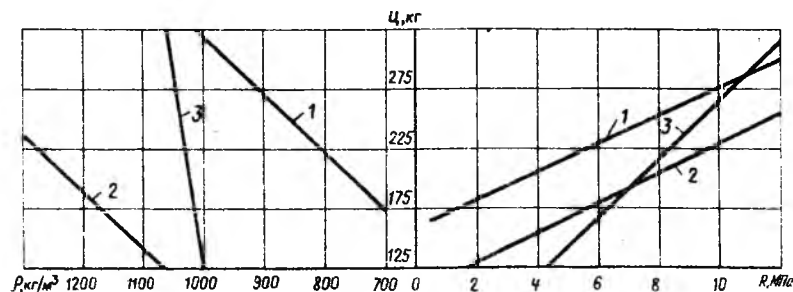
Таблица 2

№ со- става	Фактический расход материалов на 1 м³						ρ, кг/м³	R, МПа	λ _д , Вт/(м·°C)
	заполнитель фракций			цемент, кг	вода, л	пена, л			
	10—20	5—10	0—5						
1	610	406	183	290	155	97	962,4	12,67	0,313
2	525	350	158	250	139	200	855,6	4,61	0,260
3	643	429	194	204	136	102	878,4	6,86	0,275
4	556	371	168	176	112	212	759,6	1,74	0,232
5	586	390	154	308	147	103	956,4	12,00	0,310
6	545	363	143	287	127	229	901,2	7,13	0,285
7	590	393	155	207	138	103	822,0	5,00	0,250
8	503	335	132	176	112	212	699,6	1,00	0,220
9	565	317	436	248	153	1,8	1316,0	10,10	0,584
10	592	332	457	260	208	1,8	1037,0	9,80	0,350

Примечание. В составах 9, 10 $M/(M+K) = 0,33$, в остальных случаях — 0,15.

Таблица 3

№ состава	Ц, кг	г, кг/м³	λА, Вт/(м·°С)	R, м²·°С/Вт	S₂/(м²·°С)	D	v	Стоимость 1 м² стены, р.
1	290	962,4	0,313	0,96	4,80	4,60	38,40	9,35
5	308	956,4	0,310	0,97	4,77	4,63	39,30	9,00
9	248	1316,0	0,584	0,51	7,51	3,83	18,49	7,03
10	260	1037,0	0,350	0,86	5,28	4,52	34,34	10,93



Зависимость прочности, плотности и расхода цемента от структуры керамзитобетона
1 — керамзитобетон с керамзитовым песком; 2 — керамзитобетон пластифицированный с кварцевым песком; 3 — то же с керамзитовым песком

торном корытном смесителе с горизонтальным лопастным валом при 32 об/мин. Рабочий раствор пластификатора вводили в смесь через 1 мин после начала перемешивания смеси с водой с последующим перемешиванием в течение 2 мин. Образцы-кубы с ребром 15 см формовали на лабораторной виброплощадке.

ТВО проводили по режиму 2+6+2 ч в пропарочной камере при $t=85^{\circ}\text{C}$. Всего по плану эксперимента изготовили восемь партий (см. табл. 2). Кроме того, для сопоставления служили две партии (с большим и меньшим расходами цемента) керамзитобетона с оптимальным $M/(M+K)=0,33$ на керамзитовом и кварцевом песке с добавкой СДО 1:20. На прочность большое влияние оказывает количество технической пены. Так, при расходе цемента 300 кг с расходом пены 100 и 200 л/м³ прочность бетона уменьшилась с 12,6 (состав 1) до 7,1 МПа (состав 6). Характерно, что при расходе цемента 176 кг и пены 200 л/м³ прочность бетона составила 1,7 и 1 МПа (составы 4, 8) и, таким образом, эти партии исключали из рассмотрения, поскольку класс бетона должен быть В7,5.

Для обработки результатов табл. 2 составили алгоритм и программу для ЭВМ ЕС1046 на языке ФОРТРАН. При этом оказалось, что уравнения регрессии не выявляют экстремумов. Поэтому осуществили графоаналитический анализ результатов. На рисунке видна линейная зависимость прочности и плотности от расхода цемента и структуры керамзитобетона, поэтому оптимум должен находиться в точке, соответствующей прочности В7,5.

Графики, полученные в планируемом эксперименте керамзитобетоном и для

обычного керамзитобетона на керамзитовом песке, пересекаются в одной точке, близкой к прочности В7,5, что подтверждает адекватность решения.

Керамзитобетон с кварцевым песком предпочтительнее по прочности и расходу цемента, однако резкое увеличение плотности и особенно теплопроводности потребовало дополнительного изучения влияния этих факторов на затухание теплового потока. С этой целью рассчитали показатель затухания теплового потока. Из табл. 3 следует, что максимальное значение v при $\delta=0,3$ м отмечено у состава 5. Примерно аналогичные показатели получены для состава 1. Необходимо отметить, что для состава 10 при $M/(M+K)=0,33$ $v=34,34$, т. е. на 14 % меньше, чем для состава 1. Низкая теплоустойчивость отмечена для керамзитобетона с кварцевым песком. При прочности 10 МПа, плотности 1316 кг/м³ и расходе цемента 248 кг/м³ $v=18,49$, что в 2,12 раза меньше, чем для состава 1. Вместе с тем $\delta=0,3$ м обеспечивается минимально допустимое затухание теплового потока, которое должно быть менее 15.

Экономическая оценка показала, что при $\delta=0,3$ м наименьшая условная стоимость материалов на 1 м² стены у панелей наружных стен из поризованного керамзитобетона на кварцевом песке. При этом достигается минималь-

ное затухание теплового потока. Для оценки экономической эффективности однослойной конструкции панелей наружной стены определили условную стоимость материалов на 1 м² стены при одинаковом затухании теплового потока $v=39,3$, соответствующем наилучшему экспериментальному значению (табл. 4). Для керамзитобетона на кварцевом песке требуемая толщина стен составила 0,383, для керамзитопенобетона 0,3 и для керамзитобетона на керамзитовом песке 0,315 м. При этом вследствие коэффициента теплопроводности и показателя теплоусвоения S несмотря на увеличение толщины стены значения массивности отличаются незначительно.

Таким образом, для обеспечения высокого затухания теплового потока в стене при $\delta=0,3$ м следует применять керамзитобетон, поризованный пеной или пластифицированный (состав 5 при уменьшенном расходе керамзитового песка с пластификатором). Поризованный при перемешивании керамзитобетон на кварцевом песке также обеспечивает $v=39,3$ при толщине стены 0,383.

Полученное затухание теплового потока по толщине стены при исследованных структурах керамзитобетона позволяет снизить температуру внутренней поверхности стены более чем в 1,5 раза по сравнению с уровнем, достигнутым в настоящее время на практике при производстве панелей наружных стен в условиях жаркого климата.

Вывод

Разработанная структура керамзитобетона на керамзитовом песке с поризацией пеной для панелей наружных стен толщиной 0,3 м значительно улучшает тепловой режим в жилых помещениях в условиях жаркого климата благодаря увеличению затухания теплового потока по поверхности стены более чем в 2 раза.

Таблица 4

№ состава	$R, \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$S_2/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$	D	$\delta, \text{м}$	Стоимость 1 м² стены, р.
1	0,968	4,80	4,65	0,303	9,50
5	0,970	4,77	4,63	0,300	9,00
9	0,656	7,51	4,92	0,383	8,98
10	0,900	5,28	4,75	0,315	11,47

УДК 693.547.3

С. С. ДЬЯЧЕНКО, канд. хим. наук, А. А. ФЕДОРОВ, инж., В. Ф. КАМИНСКИЙ, канд. физ.-мат. наук, Е. В. ВЕРЖАНОВСКАЯ, инж. (Ростовский ПромстройНИИпроект)

Применение пластификатора СФС в качестве противоморозной добавки для бетона

При изготовлении в зимнее время монолитных конструкций необходима незамерзающая бетонная смесь с замедленными сроками схватывания и прочностью бетона на вторые сутки не менее 60...70 % марочной, что очень важно для создания следующего слоя монолита.

В строительной практике при отрицательной температуре в бетонные смеси вводят различные противоморозные добавки [1], однако ни одна из них не обеспечивает на вторые сутки твердения в таких условиях требуемую прочность (табл. 1).

Для повышения пластичности бетонных смесей с противоморозными добавками дополнительно добавляют эффективные пластификаторы и ускорители твердения, используют другие технологические приемы, что усложняет процесс приготовления смеси.

Известна пластифицирующая добавка в бетонную смесь — маточный раствор отхода производства пентаэритрита, так называемый стабилизатор формиатно-спиртовой (СФС), соответствующий ТУ 84-1067—85, обладающая

Таблица 1

Добавка	В/Ц	О. К., см	t, °C	Прочность при сжатии, МПа	% R ₂₈
0,2 % СДБ	0,63	4	20	—/19,0	100,0
6 % ацетата натрия (АН)	0,54	4	—15	4,2/—	22,1
6 % формиата натрия (ФН)	0,54	4	—15	4,4/—	23,2
6 % нитрита натрия (НН)	0,54	4	—15	4,1/—	21,6
3 % АН+3 % ФН	0,54	4	—15	6,0/—	31,6
2 % фильтрата технического пентаэритрита (ФТП)	0,50	12	—10	4,2/—	22,1
2 % стабилизатора формиатно-спиртового (СФС)	0,50	13	—10	0,4/—	2,1

Примечание. Перед чертой — 7, после черты — 28 сут.

полифункциональным действием [2]*. В лабораторных условиях установлено, что СФС снижает температуру замерзания водного раствора до —22 °C при использовании 42 %-ного маточного раствора (рис. 1). Бетонная смесь с такой добавкой не замерзает при температуре до —10 °C, пластична, сохраняет подвижность в течение 5...6 ч с начала затворения (рис. 2, 3), однако

медленно набирает прочность (см. табл. 1). Возможно в связи с этим в литературе нет данных об использовании этой добавки в качестве противоморозной. В ее составе 5...10 % сахаристых веществ в пересчете на глюкозу.

Аналогичный отход, содержащий формиат натрия и пентаэритрит, так называемый фильтрат технического пентаэритрита (ФТП), включает до 1 % сахаристых веществ и обеспечивает твердение бетона при температуре до —15 °C [3] (см. рис. 3).

Для получения прочности бетона, обеспечивающей возможность создания

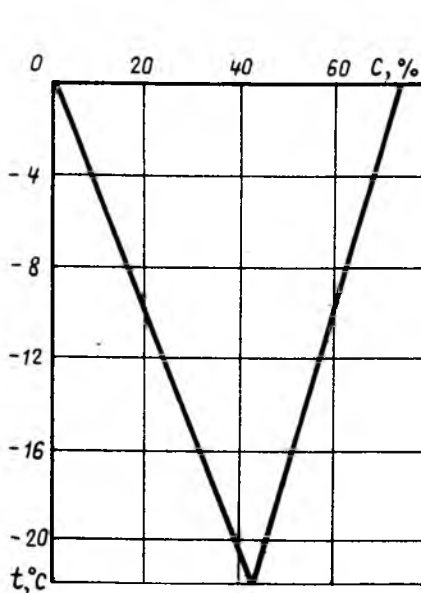


Рис. 1. График замерзания добавки СФС

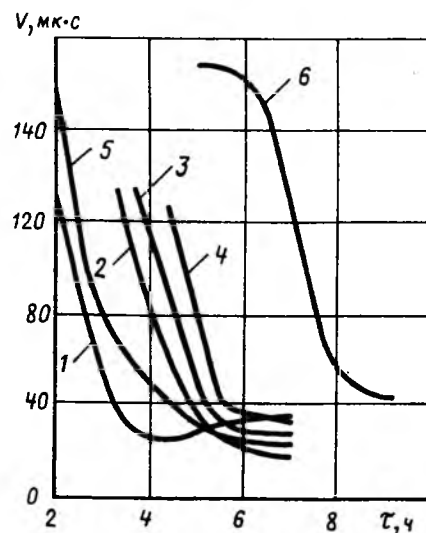
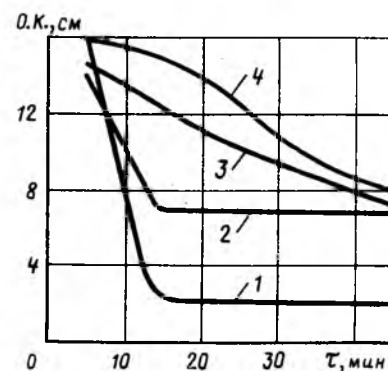


Рис. 2. Зависимость скорости прохождения ультразвука от времени при t=—10 °C через бетонную смесь с добавками
1 — 1,5; 2 — 2; 3 — 2,5; 4 — 3; 5 — 4 % СФС; 6 — 3,5 % ФН



Прис. 3. Подвижность бетонной смеси с добавками
1 — 0,2 % СДБ при t=20 °C (контрольная); 2 — 2 % ФТП при t=—10 °C; 3, 4 — 2 и 3 % СФС при t=—10 °C

Добавка	В/Ц	О. К., см	Время выдерживания смеси, ч, при $t=20^\circ\text{C}$	Сроки схватывания, ч, при $t, ^\circ\text{C}$		Прочность при сжатии, МПа, через		
				20	-10	4 ч после ТВО	28 сут после ТВО	28 сут естественного твердения при $t=20^\circ\text{C}$
0,2 % СДБ (контрольный)	0,63	15	—	0,5/1,5	—/—	—	—	18,8
2 % СФС	0,59	12	5	—/—	5,0/5,5	11,5	17,0	—
2,5 % СФС	0,57	15	5	—/—	5,3/6,0	12,6	21,7	—
3 % СФС	0,57	13	5	—/—	5,5/6,0	11,6	18,0	—
3,5 % ФН	0,63	15	5	—/—	7,5/8,5	11,7	13,5	—
2 % ФТП	0,62	11	5	—/—	1,8/3,5	8,5	16,7	—
2 % ФТП	0,62	11	1	—/—	1,8/3,5	9,3	—	—
2 % СФС	0,59	12	1	—/—	5,0/5,5	8,6	—	—

Примечание. Перед чертой — начало, после черты — конец схватывания.

Таблица 3

Добавка	Время выдерживания бетонной смеси, ч, при $t=20^\circ\text{C}$	Водопоглощение, % по массе	Водопоглощение в момент времени $t, \text{ч}$	α	$\bar{\lambda}$
2 % СФС	1	6,9	3,18/4,65	0,40	1,25
2 % СФС	5	6,7	3,00/4,37	0,38	1,12
2 % ФТП	1	6,8	3,32/4,58	0,35	1,37
2 % ФТП	5	6,7	3,41/4,65	0,40	1,56

Примечание. Перед чертой — 0,25; после черты — 1 ч.

монолита, и роста прочности на последующих стадиях твердения предложен термпрогрев бетонной смеси, содержащей 2...3 % СФС массы цемента. Добавка СФС включает (по массе) 20...24 % формиата натрия, 6...7 % ацетата натрия, 1...2 % пентаэритрозы и 4,86 % сахаристых веществ в пересчете на глюкозу. Режим термпрогрева следующий: выдерживание смеси в течение 3...5 ч при температуре $20\pm 2^\circ\text{C}$ с последующим подъемом температуры до $70...80^\circ\text{C}$ со скоростью $10...20^\circ\text{C}/\text{ч}$, 10...12-часовое выдерживание при этой температуре и охлаждение бетона со скоростью не более $10^\circ\text{C}/\text{ч}$.

Свойства бетонных смесей и бетона при данном способе твердения представлены в табл. 2. Бетоны с противоморозными добавками СФС и ФН достигают 62...67 % марочной прочности, с добавкой ФТП — 45 %. Снижение времени предварительного выдерживания с 5 до 1 ч повышает прочность бетонов с добавкой ФТП, но снижает прочность бетонов с добавкой СФС, однако в обоих случаях прочность недостаточна для создания следующего слоя монолита. 5-часовое выдерживание бетонной смеси с добавкой ФТП приводит, как показали рентгенографические исследования, к ускоренному набору прочности и взрывному характеру образования рыхлых кристаллов портландита $\text{Ca}(\text{OH})_2$, что ухудшает структуру цементного камня. Расклинивающее влияние кристаллов $\text{Ca}(\text{OH})_2$ мешает образованию прочной сетки гидросульфаталюминатов и гидросиликатов.

Применение добавки ФТП вместо СФС в описанном способе производства бетонных работ не только не позволит добиться требуемой прочности бетона

на вторые сутки после укладки, но и ухудшит структуру бетона. Бетонная смесь с противоморозной добавкой ФН не удовлетворяет требованию по прочности в возрасте 28 сут (см. табл. 2).

Показатели пористости, характеризующие структуру бетонов, определены по кинетике водопоглощения (табл. 3).

Исследования показали, что бетоны с противоморозными добавками СФС и ФТП, полученные по предложенному способу, при одинаковом водопоглощении имеют разные показатели $\bar{\lambda}$. Для бетона с добавкой СФС $\bar{\lambda}$ меньше независимо от времени выдерживания бетонной смеси после мороза при $t=20\pm 2^\circ\text{C}$, α практически не отличается.

ОБЛЕГЧЕННОЕ СБОРНОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Предлагается маломатериалоемкий вариант перекрытия для многоэтажных каркасных зданий (серий 1.020-1/83 и 1.420 с сеткой колонн 6×6 , 6×9 и 6×12 м) различного назначения, позволяющий, за счет применения широкополочных балок и их включения совместно с плитами в пространственную работу перекрытия, значительно (на 30—40 %) сократить расход основных материалов (стали и бетона) и соответственно снизить стоимость конструкций.

Технология изготовления элементов перекрытия предполагает использование стандартного оборудования с заменой только металлических форм.

НИИЖБ на хозяйственной основе оказывает научно-техническую помощь при изготовлении, испытании и монтаже перекрытия с передачей технической документации.

Разработчик: НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6), тел. 174-83-62; 174-86-20; 174-88-08.

Предварительное выдерживание уложенной бетонной смеси в течение 3...5 ч при температуре $20\pm 2^\circ\text{C}$ после мороза необходимо для того, чтобы постепенно сформировать структуру бетона, а подъем температуры со скоростью $10...20^\circ\text{C}/\text{ч}$ до $70...80^\circ\text{C}$, 10...12-часовое выдерживание при этой температуре и остывание со скоростью не более $10^\circ\text{C}/\text{ч}$ — для набора бетоном требуемой прочности (60...70 % марочной) на вторые сутки после укладки.

Нагрев бетона до $70...80^\circ\text{C}$ без предварительного выдерживания в течение 3...5 ч при температуре $20\pm 2^\circ\text{C}$ приводит к формированию крупнокристаллической структуры и растрескиванию бетона, что недопустимо.

Добавка СФС обеспечивает при данном режиме термообработки смеси требуемый эффект. Вследствие того, что она замедляет набор прочности бетона на морозе, бетонная смесь сохраняет подвижность в течение длительного времени. Это особенно важно, так как в реальных условиях бетон очень часто по различным причинам не укладывают сразу после приготовления.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по применению химических добавок в бетоне.— М.: Стройиздат, 1981.— 19 с.
2. Пластификатор полифункционального действия для бетона / В. Н. Лемехов, Л. А. Вандаловская, Е. Л. Молукалова и др. // Бетон и железобетон.— 1987.— № 4.— С. 23—24.
3. Романова Н. А., Лагойда А. В. Бетон с противоморозной добавкой ФТП // Химические добавки для бетонов.— М.: НИИЖБ, 1987.— 96 с.

УДК 624.072.2

А. Н. МОРОЗОВ, канд. техн. наук (НИИ строительства Минстроя ЭССР)

Расчет прочности газобетонных конструкций на действие поперечных сил

В развитие принятого в нашей стране при расчете прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил метода предельных усилий в наклонном сечении НИИЖБом предложена новая теория такого расчета [1]. Однако ее использование в практических расчетах и отказ при этом от применяемых в настоящее время эмпирических коэффициентов связан с учетом многообразия видов бетона, различающихся прочностью, деформативностью и пластичностью.

По мере накопления экспериментальных данных по работе армированных элементов из ячеистых бетонов на восприятие поперечных сил расширилась возможность апробирования указанной теории. В расчетной схеме наклонного сечения рассматривают нормальное сечение, проходящее через вершину критической наклонной трещины [1]. В источнике [2], где представлены данные опытов на балках из сланцевого газобетона, отмечено, что расчетная схема этого нормального сечения отражает реальное напряженно-деформированное состояние газобетонных балок при разрушении по наклонным сечениям. Экспериментами установлено, что наклонные трещины в газобетонных балках появляются после образования нормальных трещин, т. е. их следует связывать с главными растягивающими напряжениями, которые достигают максимума, равного скалывающим напряжениям. Очевидно, трещины будут отсутствовать до установления неравенства $\tau_{xy} \geq R_{bt}$, т. е.

$$R_{mt} = \tau_{xy} = R_{bt}. \quad (1)$$

Поскольку процесс образования наклонных трещин происходит в условиях плоского напряженного состояния, для определения предельных значений главных напряжений необходимо рассмотреть критерий прочности ячеистого бетона. В источнике [3] описаны опыты по испытанию ячеистых бетонов в условиях плоского напряженного состояния,

результаты которых можно представить в виде условия

$$\frac{\sigma_{mt}}{R_{bt}} = \frac{1 - 0,95 \frac{\sigma_{mc}}{R_b}}{6,35 \frac{R_{bt}}{R_b}}, \quad (2)$$

где σ_{mt} , σ_{mc} — главные напряжения при растяжении и сжатии газобетона; R_{bt} , R_b — нормативные сопротивления газобетона при осевом растяжении и сжатии.

Таким образом, коэффициент условий работы газобетона при плоском напряженном состоянии $\gamma_{bt} = \sigma_{mt}/R_{bt}$.

Из формулы (2) следует, что расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси газобетонных элементов по сравнению с расчетом по СНиП 2.03.01—84, имеет особенности. Поскольку ячеистые бетоны наиболее близки к упругим материалам (коэффициент упругости газобетона $\nu = 0,9$; $\nu_{scr} = 0,95$), для них наиболее правомерно использование формул сопротивления материалов для плоского напряженного состояния.

С учетом условия (1) и из критерия прочности газобетона при плоском напряженном состоянии (2), получая σ_{mc} по формуле

$$\sin 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_{mc} - \sigma_{mt}}, \quad (3)$$

определим угол наклона между направлением действия σ_{mc} и σ_x — нормальных напряжений, действующих параллельно продольной оси. В зависимости от R_{bt}/R_b по выражению (3) $\alpha \approx 30^\circ$. В опытах [2] к значениям этого угла в большинстве случаев был близок угол наклона у нейтральной оси первых наклонных трещин. Поскольку при надежной анкеровке продольной растянутой арматуры от действия поперечных сил газобетонные балки в основном разрушаются по сжатой зоне над вершиной критической наклонной трещины, в условиях плоского напряженного состоя-

ния у конца этой трещины, можно принять

$$\sigma_x = R_b. \quad (4)$$

Однако по мере продвижения конца наклонной трещины от нейтральной линии к сжатому фибровому волокну отмечается не только изменение нормального напряжения $\sigma_x = 0 \dots R_b$, но и влияние внешней сосредоточенной силы на плоское напряженное состояние вследствие наложения местных сжимающих напряжений $\sigma_{y,loc}$. По мере приближения конца наклонной трещины к этой силе и увеличения сжимающих напряжений σ_y напряженное состояние у ее конца переходит в область «сжатие — сжатие». Расчеты показывают, что при соблюдении условия (4) при $\tau_{xy} = R_{bt}$ и $0 < \sigma_y \leq 0,3R_b$ $\alpha = 7 \dots 10^\circ$ (при $\sigma_y > 0,3R_b$ $\alpha > 10^\circ$). При этом всегда $\sigma_{mc} = 1,02R_b = const$. Если отсутствуют вертикальные сжимающие напряжения, то и для области «сжатие — растяжение» $\alpha = 7^\circ$ и $\sigma_{mc} = 1,02R_b$. Именно этим можно объяснить явление, когда по мере продвижения конца наклонной трещины, у которого $\tau_{xy} = R_{bt}$, и увеличения σ_x искривляется траектория этой трещины и уменьшается угол ее наклона. Анализ плоского напряженного состояния у вершины наклонной трещины в газобетонных балках при помощи тензорезисторов с базой 5 мм свидетельствует о том, что перед разрушением по наклонной трещине у вершины $\alpha < 10^\circ$ $\sigma_y < 0,3R_b$.

Рассматривая углы наклона критических трещин, можно констатировать, что чем под большим углом проходит трещина, тем большая сила требуется для реализации условия (4) при $\tau_{xy} = R_{bt}$ благодаря увеличению σ_y в области «сжатие — сжатие». В области «сжатие — растяжение» необходимым условием при разрушении с соблюдением условий (1) и (4) является $\alpha = 7^\circ$.

Этим объясняется снижение попереч-

ной силы с увеличением относительного пролета среза, т. е. с уменьшением угла наклона критической наклонной трещины.

Рассмотрим с этих позиций поперечную силу, воспринимаемую газобетоном при наличии в растянутой зоне нормальных трещин, появляющихся раньше наклонных

$$Q_b = bzR_{bt}. \quad (5)$$

В источнике [4] была определена сила из условия предельного состояния у конца критической наклонной трещины по нормальному сечению, проходящему через вершину этой трещины, принимая прямоугольную эпюру напряжений при условии (4). В работе [2] было показано, что предельное состояние нормального сечения, проходящего через вершину критической наклонной трещины, отражает реальную работу газобетонных балок при разрушении по наклонному сечению.

С учетом изложенного и выражений (4), (5)

$$M_b = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) bh_0^2 R_b = bzR_{bt}a, \quad (6)$$

где ξ_R — предельное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \left(1 + \frac{\beta}{\omega'} \frac{R_{bt}}{R_b} \frac{a}{h_0}\right) \times \\ \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \frac{R_{bt}}{R_b} \frac{a}{h_0}}{\left(1 + \frac{\beta}{\omega'} \frac{R_{bt}}{R_b} \frac{a}{h_0}\right)^2}}\right];$$

z — фактическое плечо внутренней пары:

$$z = (1 - \beta\xi_0)h_0 = \left(1 - \frac{\beta}{\omega'} \xi_R\right)h_0;$$

ω' — коэффициент полноты фактической эпюры напряжений в сжатой зоне рассматриваемого нормального сечения.

Предельная высота сжатой зоны зависит от относительного пролета среза a/h_0 и прочности газобетона R_b , определяющей форму эпюры напряжений и R_{bt}/R_b . Отношение β/ω' можно выразить через коэффициент полноты эпюры напряжений в рассматриваемом сечении $\frac{\beta}{\omega'} = \frac{1+2\omega'}{6\omega'}$ ($\omega' = 0,98 - 0,2R_b$ при коэффициенте корреляции $r_{\omega'/R_b} = -0,73$ ($a/h_0 = 2 \dots 3,2$)). Для опытных данных при $R_b = 2 \dots 4$ МПа $\beta/\omega' = 0,3R_b$. Из условия (6) следует, что

$$\xi_R = m \frac{a}{h_0} \frac{R_{bt}}{R_b}, \quad (7)$$

где m — отношение фактического плеча внутренней пары к тому же плечу при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне рассматриваемого нормального сечения.

Показатель	Б-8Г	Б-10Г	Б-6П	БК-1	БК-2	БК-3	Б14-1	Б18-1	Б18-2	БД-1	БД-2
R_b , МПа	2,27	3,33	3,79	2,55	2,46	2,83	3,00	2,95	3,47	2,16	2,55
R_{bt} , МПа	0,29	0,35	0,32	0,35	0,31	0,34	0,39	0,37	0,39	0,27	0,32
φ_{b2}^{exp}	2,02	1,89	1,85	2,02	2,19	1,71	1,65	1,69	1,91	2,43	2,22
φ_{b3}^{exp}	0,81	0,77	0,76	0,81	0,89	0,68	0,68	0,85	0,97	0,78	0,71
m	0,95	0,91	0,89	0,94	0,94	0,93	0,92	0,92	0,90	0,95	0,94
ξ_R	0,30	0,23	0,18	0,32	0,29	0,28	0,29	0,23	0,20	0,37	0,37
φ_{b2}^{th}	2,01	1,97	1,98	1,97	1,98	2,00	1,92	1,62	1,60	2,42	2,39
φ_{b3}^{th}	0,81	0,80	0,81	0,79	0,80	0,80	0,79	0,82	0,81	0,78	0,77
bh_0 , см ²	341,00	336,00	327,00	300,00	308,00	302,00	323,00	319,00	332,00	310,00	308,00
a/h_0	2,50	2,46	2,45	2,50	2,46	2,51	2,44	1,99	1,97	3,12	3,12
Q_b^{exp} , кН	8,00	9,00	7,90	8,50	8,50	7,00	8,50	10,00	12,50	6,50	7,00
Q_b^{th} , кН	7,96	9,41	8,44	8,26	7,67	8,18	9,88	9,63	10,50	6,49	7,54
Q_b^{th}/Q_b^{exp}	1,00	1,05	1,07	0,97	0,90	1,17	1,16	0,96	0,84	1,00	1,08

Таблица 2

a/h_0	ξ_R	φ_{b2}	φ_{b3}
2	0,24	1,63	0,81
3	0,35	2,20	0,73
4	0,44	2,65	0,66
5	0,52	2,98	0,60
6	0,60	3,23	0,54
7	0,66	3,42	0,49

Сделав необходимые преобразования, при

$$A = \frac{a}{h_0} \frac{R_{bt}}{R_b} \text{ и } B = \frac{1+\omega'}{6\omega'}$$

$$m = \left(\frac{1}{A} + B\right) - \sqrt{\left(\frac{1}{A} + B\right)^2 - \frac{2}{A}}. \quad (8)$$

Поскольку $Q_b = \varphi_{b3}bh_0R_{bt}$, с учетом зависимости (6) можно записать

$$\varphi_{b3} = \frac{\xi_R(1-0,5\xi_R)}{\frac{a}{h_0} \frac{R_{bt}}{R_b}} = m(1-0,5\xi_R); \quad (9)$$

$$\varphi_{b2} = m(1-0,5\xi_R) \frac{a}{h_0}. \quad (10)$$

Следовательно, в таком виде можно представить коэффициенты, определяющие поперечную силу, воспринимаемую газобетоном по СНиП 2.03.01—84 в зависимости от прочности газобетона и относительного пролета среза, соответствующей условиям $\sigma_x = R_b$ и $\tau_{xy} = R_{bt}$ при плоском напряженном состоянии.

В табл. 1 приведены опытные и расчетные значения коэффициентов φ_{b2} и φ_{b3} и поперечной силы Q_b . Между опытными и расчетными данными по выражениям (9), (10) коэффициентов φ_{b2} и φ_{b3} , а также между значениями поперечной силы, воспринимаемой газобетоном Q_b , отмечается хорошее совпадение при $Q_b^{th}/Q_b^{exp} \approx 1,02$.

В табл. 2 приведены значения ξ_R , φ_{b2} и φ_{b3} , вычисленные при средней опытной прочности газобетона $R_b = 3$ МПа и $R_{bt}/R_b = 0,13$ в зависимости от относительного пролета среза.

Из табл. 2 следует, что $\varphi_{b2} = 2$ по

СНиПу меньше приведенных значений только при $a/h_0 \geq 3$, а $\varphi_{b3} \geq 0,6$ (в СНиПе при $a/h_0 \leq 5$). При больших R_b несоответствие этих коэффициентов СНиПу увеличивается. Следовательно, при расчете прочности газобетонных конструкций по наклонным сечениям целесообразно принимать коэффициенты φ_{b2} и φ_{b3} переменными в зависимости от относительного пролета среза и прочности газобетона, т. е. по формулам (9), (10).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Залесов А. С., Ильин О. Ф. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил // Новое о прочности железобетона. — М.: Стройиздат, 1977. — С. 115—140.
- Морозов А. Н., Макзричев В. В. Расчет прочности армированных газобетонных балок по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С. 15—16.
- Прочность легких и ячеистых бетонов при сложных напряженных состояниях / Г. А. Гений, В. Н. Кисюк, Н. И. Левин, Г. А. Никонова — М.: Стройиздат, 1978. — С. 32—74.
- Морозов А. Н. О расчете прочности наклонных сечений газобетонных балок // Долговечность конструкций из автоклавных бетонов / Тез. докл. VI республ. конф. — Таллинн: Валгус, 1987. — С. 150—154.

Работа продольной арматуры в наклонной трещине

В 1974 г. в НИИЖБе в результате исследования прочности изгибаемых преднапряженных железобетонных элементов по наклонным сечениям установлено, что опытные продольные усилия в бетоне над наклонной трещиной, полученные с учетом фактической высоты сжатой зоны, меньше опытных усилий в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной. Различие сжимающих усилий в бетоне и растягивающих в арматуре свидетельствует о наличии дополнительных усилий, способствующих их уравновешиванию. Ими являются силы зацепления, возникающие вдоль наклонной трещины при смещении шероховатой поверхности ее берегов. Однако некоторые исследователи выражают сомнение в существовании сил зацепления в наклонной трещине.

В Вологодском политехническом институте испытali свыше 300 балок, в основном прямоугольного сечения размером $112 \times 8 \times 15$ см, варьируя количество продольной и поперечной арматуры. Прочность бетона составила от 5...40 МПа. Количество крупного заполнителя менялось от 0 (песчаные бетоны) до 130 кг из расчета на $0,1 \text{ м}^3$ бетона.

Большую часть балок испытывали двумя сосредоточенными, симметрично расположенными относительно середины пролета нагрузками. При этом деформации измеряли датчиками сопротивления, тензометрами и индикаторами часового типа.

В связи с тем, что бетон является неоднородным материалом с несимметрично расположенным заполнителем различной крупности и формы, имеет множество пустот и раковин, заполненных водой и воздухом, а также вследствие перекосов при испытании балок и других причин, наклонные трещины образуются по наиболее слабым волокнам и имеют шероховатую, часто извилистую поверхность.

Если критическая наклонная трещина не входит в зону чистого изгиба, то сжимающие силы на приопорных участках балки, действующие примерно в направлении между грузом и опорой, вызывают смещение двух блоков разделенных наклонной трещиной.

Близкие к вертикальным участки криволинейной или извилистой наклонной трещины оказываются зажатыми сжимающими силами в наклонном сечении и препятствуют смещению блоков, где и возникает усилия трения — зацепления. На рис. 1 показано, что в балке из песчаного бетона без поперечной арматуры, когда наклонная трещина пересекла всю ее высоту сечения и верхний блок сместился относительно нижнего на высоту большую, чем толщина защитного слоя бетона, балка была еще способна

некоторое время сопротивляться действию внешних нагрузок несмотря на то, что нижняя продольная часть арматуры полностью отделилась от верхнего блока на длину 25 см от начала наклонной трещины. Этому в значительной степени способствовали силы зацепления, возникающие на вертикальном нижнем участке наклонной трещины. При отсутствии силы зацепления наклонная трещина раскрылась при смещении блоков на более пологом участке, расположенном выше середины ее высоты, где угол наклона трещины мал.

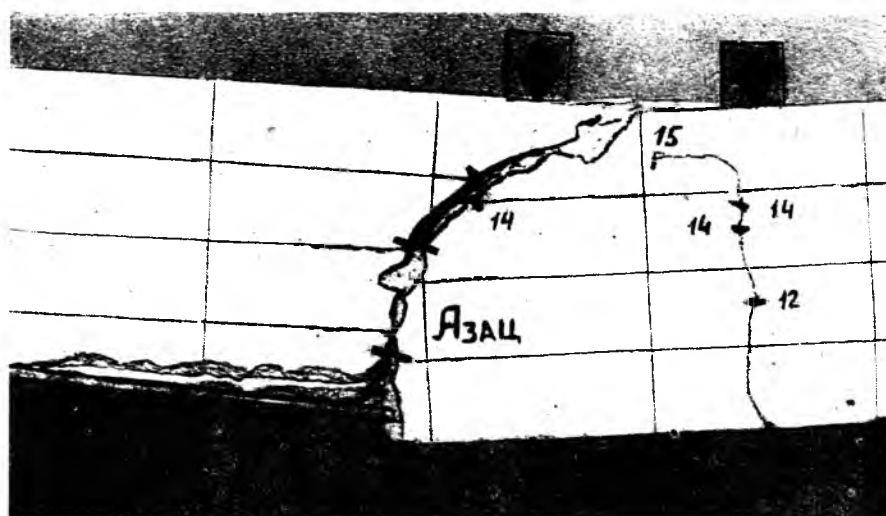


Рис. 1. Разрушение по наклонному сечению балки из песчаного бетона без поперечной арматуры

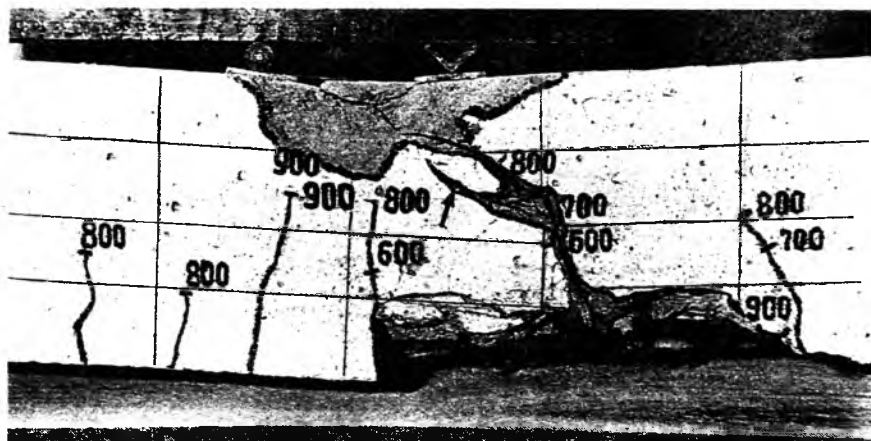


Рис. 2. Разрушение по наклонному сечению балки из песчаного бетона с поперечной арматурой

Если в изгибаемых балках критическая наклонная трещина входит в зону чистого изгиба (рис. 2), т. е. окажется, что к верхнему блоку приложены опорная реакция и поперечная сила, то силы сдвига двух блоков будут направлены примерно между опорной реакцией верхнего блока и нагрузкой, приложенной к нижнему блоку.

В балках из песчаного бетона при крутом повороте критической наклонной трещины, когда наступают пластические деформации в бетоне сжатой зоны, смещению верхнего блока относительно нижнего препятствуют силы упора (зацепления) на участке резкого поворота наклонной трещины (см. рис. 2). При этом силы сдвига блоков пытаются выпрямить, т. е. срезать кривизну наклонной трещины как в верхнем, так и в нижнем блоках, и этим уменьшить влияние сил зацепления на несущую способность балок по наклонным сече-

ниям. Поэтому перед разрушением балок возникают трещины среза кривизны наклонной трещины, т. е. трещины среза участков бетона, близких к вертикальным.

В балках с небольшим количеством крупного заполнителя размером до 10 мм при достижении наклонной трещиной заполнителя она огибает его и перемещается дальше. Когда в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной появляются пластические деформации, происходит смещение верхнего и нижнего блоков. Заполнитель, оказавшийся в трещине, препятствует этому смещению, в результате чего, особенно при малой прочности бетона, в области заполнителя образуются новые наклонные трещины (рис. 3). При наличии большого количества крупного заполнителя возникают огибающие наклонные трещины. Величина сил зацепления возрастает. Таким образом, при

наличии даже незначительного смещения берегов в наклонной трещине (см. рис. 1...3) отмечаются большие силы зацепления. Смещение берегов в наклонной трещине наглядно показано также в источнике [1].

Для установления влияния сил зацепления на прочность изгибаемых элементов по наклонным сечениям испытали 18 балок. Девять имели в наклонном сечении металлические пластины из кровельной стали (рис. 4.). Пластины до бетонирования балок закрепляли к нижней и верхней продольной арматуре. 10 балок изготовили без поперечной арматуры, диаметр продольной арматуры 8 и 12 мм. В процессе испытаний балки имели различное расстояние от опоры до груза. В четырех балках шаг поперечных стержней $S=5$, в остальных — 9 см. Поперечная арматура из стали $\varnothing 4$ Вр-1. Для того чтобы балки с пластиной и их близнецы, балки без пластины, имели примерно одинаковое направление и длину наклонной трещины, дополнительно испытывали восемь балок, из них половину с хомутами. При этом изучали образование и развитие наклонных трещин и в соответствии с их направлением и длиной устанавливали металлические пластины в каркасах балок. Балка Б-11 без поперечной арматуры и без пластины при относительном расстоянии от опоры до груза $c/h_0=2,33$ (линия действия располагается за пределами забетонированной пластины) разрушилась при нагрузке 28 кН, разрушение же аналогичной балки Б-12 с забетонированной пластиной, где сила зацепления отсутствовала, произошло по плоскости касания пластины с бетоном при нагрузке 14 кН (см. рис. 4.). Балка Б-13 также без поперечной арматуры и без пластины при относительном расстоянии от опоры до груза $c/h_0=2,83$ разрушилась при нагрузке 28 кН, балка-близнец Б-14 с пластиной разрушилась по плоскости касания пластины с бетоном при нагрузке 12 кН.

Таким образом установлено, что в балках прямоугольного сечения без поперечной арматуры в зависимости от диаметра продольной арматуры, крупности заполнителей бетона, относительного расстояния от опоры до груза и других факторов силы зацепления повышают несущую способность на 50 % и больше. В балках с поперечной арматурой с увеличением ее количества влияние сил зацепления на несущую способность снижается.

Если же линия действия нагрузки пересекается с плоскостью пластины, установленной по направлению главных сжимающих напряжений, то с увеличением высоты между плоскостью пласти-

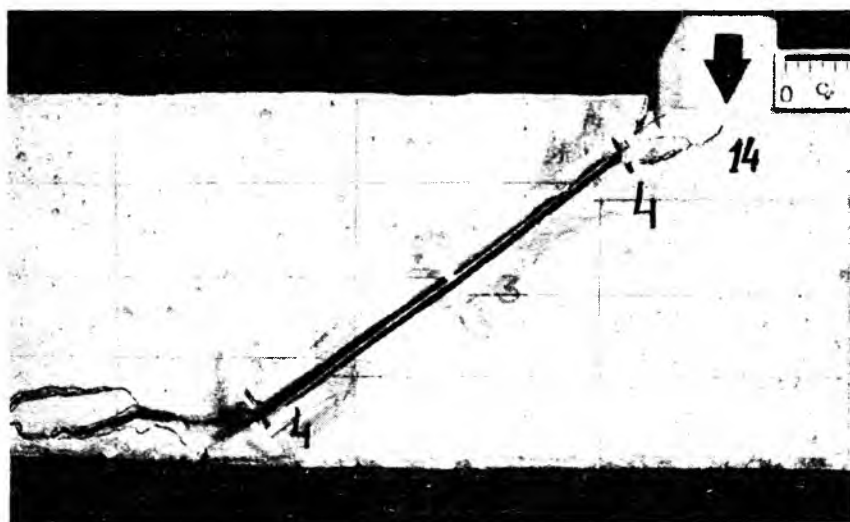


Рис. 3. Разрушение по наклонному сечению балки без поперечной арматуры с небольшим количеством крупного заполнителя

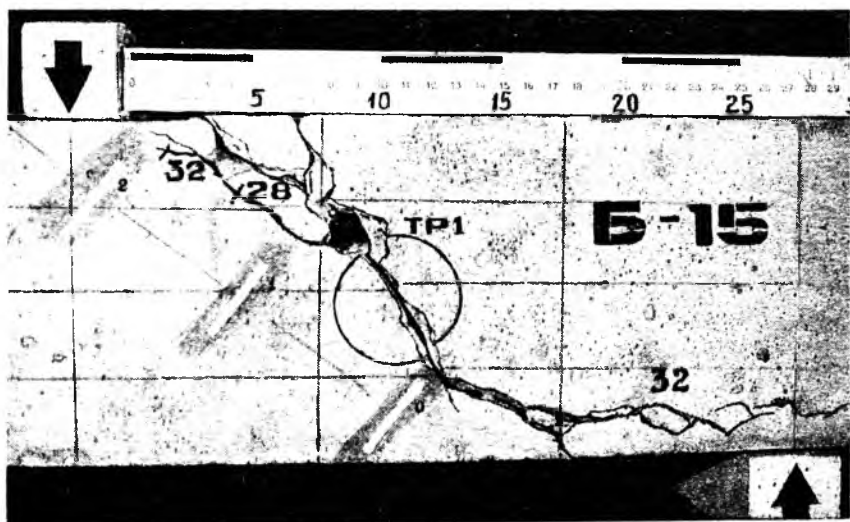


Рис. 4. Разрушение балки с пластиной

ны и точкой приложения нагрузки по линии ее действия несущая способность по наклонным сечениям повышается. Например, если несущая способность по наклонным сечениям балки Б-9, без поперечной арматуры и без пластины 24, то ее близнеца (Б-10) с пластиной — 33 кН.

При испытаниях таких балок с ростом нагрузки между бетоном и плоскостью пластины образуется наклонная трещина незначительного раскрытия. Получив развитие до линии действия нагрузки, ее рост прекращается. Высота сжатой зоны бетона по линии действия нагрузки способна выдержать дальнейший рост нагрузки. В пролете, где расположена пластина, других наклонных трещин, как правило, не образуется. С ростом нагрузки возникают наклонные трещины в пролете, где отсутствует забетонированная пластина, в котором и происходит окончательное разрушение балки.

Определение сил зацепления, возникающих в наклонной трещине и нагельного эффекта в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной, изложено в источниках [2, 3]. Однако проведенные опыты дают

возможность приблизительно установить нагельный эффект в результате изучения работы защитного слоя бетона в области наклонной трещины. Экспериментами установлено, что после образования наклонной трещины и пересечения ею продольной арматуры смещению верхнего блока относительно нижнего препятствует продольная арматура, поэтому перед таким смещением происходит откол защитного слоя бетона вдоль продольной арматуры. В опытных балках на защитный слой бетона перпендикулярно оси продольной арматуры наклеивали датчики сопротивления. После пересечения наклонной трещиной нижней продольной арматуры замеряли вертикальные деформации в бетоне по оси продольной арматуры и определяли участок на верхнем блоке балки, на котором возникли эти деформации.

В проведенных экспериментах такие деформации появились в зависимости от диаметра продольной арматуры, количества поперечной арматуры, относительного расстояния от опоры до груза c/h_0 , прочности бетона на сжатие (6...10), d от начала наклонной трещины (d — диаметр продольной арматуры). Этот фактор особенно наглядно про-

считывается в балках с металлическими пластинами, где заранее известно начало наклонной трещины, откуда начали измерять вертикальные деформации в бетоне на уровне продольной арматуры. По значению усилия растяжения, возникшего в защитном слое бетона перед его отколом, можно приблизительно определить нагельный эффект в продольной арматуре.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Залесов А. С., Малин Р. Л., Шейна С. Г. Прочность элементов при поперечном изгибе с продольными сжимающими силами высокого уровня // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 34—35.
2. Залесов А. С., Ильин О. Ф., Титов И. А. Сопротивление железобетонных балок действию поперечных сил // Напряженное состояние перед разрушением. Новое о прочности железобетона / Под редакцией К. В. Михайлова. — М.: Стройиздат. — 1977. — С. 76—93.
3. Старишко И. Н. Факторы, определяющие несущую способность предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов на приопорных участках: Автореф. дис... канд. техн. наук. — М., — 1985. — 23 с.

Всесоюзный научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт заводской технологии сборных железобетонных конструкций и изделий

ВНИИжелезобетон Госстроя СССР

объявляет

конкурс на замещение вакантных должностей:

- заведующего лабораторией химических добавок и модификации бетонов
- ведущего научного сотрудника и старшего научного сотрудника этой лаборатории
- заведующего лабораторией экономики
- заведующего лабораторией арматуры
- заведующего лабораторией технологических линий
- заведующего сектором оптимизации технологического теплопотребления лаборатории комплексного использования топливно-энергетических ресурсов
- заведующего сектором патентно-лицензионной работы
- ведущих, старших научных и младших научных сотрудников в лаборатории института.

Согласно положению о конкурсах, срок подачи документов — месяц со дня публикации объявления.

В связи с созданием в институте проектно-конструкторского направления приглашаются руководители конструкторских (проектных) отделов и секторов, ГИПы, ведущие конструкторы, конструкторы различных катеторий, имеющие опыт работы в области проектирования оборудования и технологических линий для предприятий сборного железобетона, приборов и средств автоматизации технологических процессов, а также специалисты по маркетингу и рекламе.

Подача документов и прием на работу осуществляются на общих основаниях.

С предложениями обращаться по адресу: 111524, Москва, ул. Плеханова, 7.

Справки по телефонам: 176-78-01, 176-20-74.

УДК 666.973.2

Л. И. ДВОРКИН, д-р техн. наук, А. В. МИРОНЕНКО, канд. техн. наук,
В. М. ОРЛОВСКИЙ, инж. (Украинский ин-т инженеров водного хозяйства);
И. Г. ПРЕСМАН, канд. техн. наук (ПСМО Укрэнергострой)

Золощелочные бетоны

Трудности в обеспечении строительства цементом можно в значительной степени преодолеть благодаря использованию эффективных бесклинкерных вяжущих веществ, к которым относятся шлакощелочные вяжущие. Однако их внедрению препятствуют дефицитность доменных и электротермофосфорных гранулированных шлаков, применяемых в основном для производства портландцемента и шлакопортландцемента, а также необходимость помола шлака.

Наиболее распространенным дисперсным алюмосиликатным продуктом, который можно использовать в качестве компонента вяжущего, является низкокальциевая зола-унос, а также золы и золошлаковые смеси гидроудаления. Эти вещества благодаря высокому содержанию кремнезема и глинозема состоят в основном из алюмосиликатного стекла при содержании СаО не более 5 % по массе.

По гидравлической активности низкокальциевая зола-унос, а также золы и золошлаковые смеси гидроудаления в качестве компонентов щелочных вяжущих значительно уступают гранулированным доменным и электротермофосфорным шлакам. Поэтому достаточно высокую прочность золощелочных вяжущих (до 50 МПа) можно обеспечить при введении наиболее активных щелочных компонентов — едкого натрия или калия. Эти вяжущие не нашли применения из-за высокой стоимости и дефицитности едких щелочей. Для получения золощелочных вяжущих на более доступных щелочных компонентах (соде, содовом плаве, жидком стекле) осуществляют совместный помол зол или золошлаковых смесей с известью [1] или металлургическими шлаками и портландцементным клинкером [2]. При затворении раствором щелочного компонента эти добавки образуют едкий натрий, обеспечивающий гидратацию и твердение золы. Для твердения таких вяжущих, как и шлакощелочных, необходим помол алюмосиликатного компонента.

В Украинском институте инженеров водного хозяйства разработано золощелочное вяжущее, получаемое при затворении низкокальциевых зол или дисперсных зол и золошлаковых смесей гидроудаления суспензий каустифицированных продуктов (КП) — содового плава (КСП) по ТУ 6-03-291—86 или содосульфатной смеси (КССС) согласно ТУ 113-03-23-19—83. Кроме того, можно унифицировать другие отходы производства, содержащие карбонаты щелочных металлов, при условии, что удельная поверхность зол и золошлаковых смесей не менее 250 м²/кг.

КП готовят в баке-реакторе, снабженном устройствами для механического перемешивания и подогрева смеси. Вначале в горячей воде растворяют щелочной компонент, затем вводят комовую или молотую негашеную известь и перемешивают до полного гашения и диспергации извести в растворе. Весь процесс занимает 10...30 мин в зависимости от качества и дисперсности извести, а также интенсивности перемешивания.

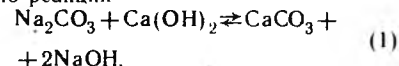
Оптимальное молярное соотношение оксида кальция в извести и солей щелочных металлов

$$\frac{\text{СаО}}{\Sigma (\text{Na}_2\text{CO}_3, \text{Na}_2\text{SO}_4, \text{NaCl})} \approx 1,6, \text{ при}$$

этом соотношение масс извести и щелочного компонента близко к 1:1 и зависит от сорта извести и наличия солей в щелочном компоненте. Содержание соды в смеси солей в щелочном компоненте не менее 50 %, что обеспечивает необходимую химическую активность КП по отношению к золе. Расход компонентов для производства КП принимают в зависимости от требуемой активности вяжущего. Возможны также другие способы каустификации щелочных компонентов — варка содового плава (содо-сульфатной смеси) в известковом молоке, приготовление сухой смеси щелочного компонента и извести с дальнейшей варкой в воде.

Сущность процесса каустификации

заключается в получении едкого натрия по реакции



Этот продукт является устойчивой суспензией, состоящей из жидкой фазы (смесь растворов NaOH, Na₂CO₃, Na₂SO₄, NaCl) и дисперсных твердых частиц (непрореагировавшая известь, а также карбонаты кальция и магния). Степень каустификации щелочного компонента

$$\frac{\text{NaOH}}{\text{NaOH} + \text{Na}_2\text{CO}_3} \text{ более}$$

70 % для КСП и более 90 % для КССС, что объясняется более низким содержанием соды в содосульфатной смеси (≈ 55 %) по сравнению с содовым плавом (≈ 90 %). Твердение золощелочного вяжущего обусловлено растворением и гидратацией золы в едком натре, в присутствии которого активную роль играют также сода и нейтральные соли Na₂SO₄, NaCl, способствующие поддержанию достаточно высокого содержания ионов Na⁺ в вяжущем. Избыток извести сверх стехиометрического количества по уравнению (1) обеспечивает необходимую степень каустификации соды, в дальнейшем гидроксиды кальция и магния участвуют в процессах твердения вяжущего. В результате твердения образуются натриевые и натрий-кальциевые гидроалюмосиликаты.

Золощелочное вяжущее характеризуется замедленными сроками схватывания (6...8 ч), твердеет в нормальных условиях и при пропаривании.

При оптимальном молярном соотношении оксид кальция: соли щелочных металлов 1,6:1 в КП зависимость активности золощелочного вяжущего от расхода щелочного компонента

$$R_b = 13,84 C - 0,45 C^2 - 51,05, \quad (2)$$

где C — содержание щелочного компонента (в пересчете на Na₂CO₃, Na₂SO₄, NaCl) в вяжущем, % массы золы.

Активность вяжущего определяли

при испытании пропаренных образцов по ГОСТ 310.4—81*. Согласно этому уравнению при изменении содержания щелочного компонента от 6,5 до 14 % по массе, прочность вяжущего возрастает с 15 до 55 МПа.

Золощелочное вяжущее можно использовать для изготовления тяжелых, легких и ячеистых бетонов (табл. 1...3). При этом в качестве компонентов вяжущего использовали золу-унос Ладжинской ГРЭС и золу гидроудаления Змиевской ГРЭС (см. табл. 1,4), комовую негашеную известь второго сорта, содовый плав и содосульфатную смесь. Заполнителями служили кварцевый песок с $M_k=1,8$, гранитный щебень, золо-шлаковая смесь Трипольской ГРЭС и керамзитовый гравий.

Зола гидроудаления Змиевской ГРЭС содержит до 25 % частиц крупнее 0,15 мм. Золошлаковая смесь Трипольской ГРЭС характеризуется следующим гранулометрическим составом (по остаткам на ситах) в % по массе: 20—4,7; 10—8; 5—16; 2,5—21; 1; 1,25—10,45; 0,63—10,2; 0,315—7; 0,14—10,5; <0,14—11, 8, т. е. является смесью мелкого и крупного заполнителей, а также дисперсной золы.

Примешивали бетонную смесь и формовали образцы из золощелочных бетонов так же, как и для бетонов на портландцементе. Пропаривание с учетом замедленных сроков схватывания вяжущего проводили по режиму: подъем температуры со скоростью не выше 15°/ч, изотермический прогрев при температуре $90 \pm 5^\circ \text{C}$ в течение 10 ч.

Из табл. 1, 2 следует, что прочность бетонов возрастает по мере увеличения содержания извести и солей щелочных металлов в вяжущем (до 14 %) и снижения водозольного отношения. Эта зависимость по аналогии с известной формулой Боломея

$$R_0 = AR_b (3/B - b), \quad (3)$$

где R_0 — прочность бетона; A , b — эмпирические коэффициенты, определяемые в зависимости от качества сырьевых материалов (щелочных компонентов, извести, заполнителей): $A=0,06...1$; $B=0,5...0,7$; R_b — активность вяжущего по формуле (2); $3/B$ — золоводное отношение.

Прочность золощелочных бетонов (см. табл. 1, 2) практически не зависит от щелочных компонентов (содового плава, содосульфатной смеси) и золы (золы-уноса, золы гидроудаления). Прочность пропаренных образцов достигает 40 МПа и более и в дальнейшем повышается при водном хранении. Золощелочные бетоны обладают достаточно высокой стойкостью в условиях попеременного замораживания и оттаивания, а также увлажнения и высуши-

Таблица 1

№ состава	Зола-унос, кг/м³	Каустифицированный содовый плав, л/м³	Плотность суспензии, кг/м³	Расход компонентов затворителя, кг			Заполнители, кг	
				содовый плав	известь	вода	песок	щебень
1	300	170	1300	35	34	153	690	1250
2	400	170	1300	35	34	153	610	1250
3	400	170	1350	40	40	150	610	1250
4	400	170	1400	45	45	147	610	1250
5	450	170	1440	51	51	144	600	1250
7	450	140	1480	46	46	117	570	1250
8	450	165	1480	52	52	142	605	1250
9	400	170	1400	45	45	147	610	1250
10	450	142	1480	46	46	117	570	1250
11	—	230	1470	74	74	185	—	2100
12	200	220	1470	72	72	182	—	1800
13	400	220	1470	72	72	182	—	1600
15	450	200	1350	47	47	176	—	550
16	450	210	1480	69	69	164	—	550

Таблица 2

№ состава	Содержание щелочей и солей щелочных металлов, % массы золы	В/З	Ж, с	Средняя плотность бетона, кг/м³	Прочность бетона при сжатии, МПа	Морозостойкость, циклы	Коэффициент стойкости
1	8,72	0,51	0	2369	8,9/12,2	25	0,75
2	6,52	0,38	3	2409	12,5/18,4	50	0,82
3	8,93	0,37	4	2410	16,1/21,8	75	0,86
4	11,50	0,37	6	2420	22,4/27,6	100	0,90
5	12,10	0,32	7	2452	26,5/32,3	150	0,92
6	14,10	0,31	10	2460	37,7/48,4	200	0,93
7	11,60	0,26	40	2430	41,2/52,3	250	0,94
8	13,90	0,31	10	2455	35,4/47,6	200	0,91
9	11,50	0,37	5	2430	23,2/26,9	100	0,88
10	11,70	10,26	40	2440	40,6/50,7	250	0,93
11	—	—	7	2270	7,1/9,4	—	0,40
12	40,70	0,91	8	2240	16,5/25,4	7,5	0,86
13	20,30	0,45	10	2230	22,4/30,6	100	0,88
14	9,30	0,39	0	1120	9,5/11,0	50	0,78
15	17,40	0,36	5	1150	16,6/21,6	75	0,86

Примечания: 1. Перед чертой — после пропаривания, после черты — после 12 мес водного хранения. 2. Коэффициент стойкости дан после 100 циклов увлажнения и высушивания.

вания. Для устранения высолообразования изделий, подвергающихся периодическим увлажнениям, поверхность обрабатывают гидрофобными составами.

Несмотря на неоптимальный гранулометрический состав, отвалы золошлаковые смеси также можно применять в качестве заполнителя для золощелочных бетонов, так как их достоинством являются высокая реакционная способность в щелочной среде и наличие дисперсной фазы, используемой как компонент вяжущего. Прочность бетонов на золошлаковых смесях с добавкой золы-уноса достигает 30 МПа.

Высокой прочностью и долговеч-

Таблица 3

Средняя плотность газобетона, кг/м³	Предел прочности при сжатии, МПа	Расход компонентов на 1 м³			О. К., см
		зола-унос, кг	КСР (КССС), л	алюминиевая пудра, кг	
500	1,0	400	245	1,1	30
700	2,5	600	250	1,0	24
900	5,0	800	255	0,9	20
1100	10,0	1000	255	0,8	18

ностью при низкой средней плотности характеризуются легкие золощелочные бетоны на керамзитовом гравии. Этот пористый заполнитель активно взаимодействует со щелочью, образуя прочный

Таблица 4

Материал	ГРЭС	Химический состав, % по массе									Удельная поверхность, м²/кг
		SiO₂	Al₂O₃	Fe₂O₃	CaO	MgO	TiO₂	Na₂O + K₂O	SO₃	несгоревшие угольные частицы	
Зола-унос	Ладжинская	52,2	23,8	11,6	1,6	1,5	—	3,50	3,60	2,20	280
Золошлаковая смесь	Трипольская	48,6	23,2	10,1	2,6	1,3	—	1,60	3,60	9,00	—
Зола гидроудаления	Змиевская	52,6	25,2	11,6	27,6	1,5	0,87	4,91	0,28	0,28	250

контакт с камнем вяжущего.

Общая влажность заполнителей золощелочного бетона не должна превышать 5...5,5 %, т. е. 80—100 л воды на 1 м³ бетонной смеси, поскольку при большем влагосодержании снижается концентрация щелочей в смеси, а следовательно, и прочность бетона.

Ячеистые золощелочные бетоны получают вспучиванием смеси золы и КСП (КССС) алюминиевой пудрой. Суспензию алюминиевой пудры можно приготовить с использованием традиционных веществ (мыла, сульфанола) и синтетического латекса (0,5...1 кг на 1 м³ бетона). Введение латекса позволяет снизить потери газа и улучшить структуру бетона.

Для обеспечения необходимой подвижности газобетонной смеси используют КСП (КССС) с плотностью < 1350...1370 кг/м³ (расход щелочного компонента 65...68 кг на 1 м³ бетона). Изделия из газобетонов твердеют при

пропаривании по режимам, принятым для тяжелых бетонов. Для формирования применяют литьевую технологию. Ячеистые золощелочные бетоны (см. табл. 3) обладают достаточно высокими физико-механическими свойствами, позволяющими использовать их для теплоизоляционных и конструктивно-теплоизоляционных изделий.

Золощелочные бетоны характеризуются хорошими технико-экономическими показателями, поскольку для их производства применяют в основном отходы производства, при этом не требуется производить помол вяжущего. В среднем себестоимость 1 м³ золощелочного бетона на 5...10 р. ниже цементных бетонов аналогичных классов. Рациональная утилизация отходов при производстве вяжущих и бетонов позволяет экономить материальные и энергетические ресурсы, улучшает экологическую обстановку.

Предложенная технология выпуска

золощелочных бетонов внедрена на заводе ЖБИ треста Южатоэнергострой — произведена опытная партия фундаментальных блоков. Разработаны технические условия и технологические правила на производство фундаментных блоков и плит ленточных фундаментов из золощелочных бетонов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рунова Р. Ф., Глуховский В. Д., Кочевых М. А. Грунтоцементы на основе известково-золяного сырья // Шлакощелочные цементы, бетоны, и конструкции: Тез. докл. 3-й Всесоюз. науч. конф. — Киев, 1989. — С. 103—105.
2. Кривенко П. В., Рябова А. Г. Шлакощелочные вяжущие на основе зол и шлаков ТЭС // Шлакощелочные цементы, бетоны и конструкции: Тез. докл. 3-й Всесоюз. науч. конф. — Киев, 1989. — С. 131—133.

УДК 691.115:674.816.2

И. К. КАСИМОВ, д-р техн. наук, проф., А. А. ТУЛАГАНОВ, канд. техн. наук (ТашПИ); Ш. Т. АБДУКАМИЛОВ, инж. (УзНИИП градостроительства)

Особенности получения арболита на основе гуза-пай

Для регионов Средней Азии и Казахстана эффективность применения арболита с использованием отходов сельского хозяйства (гуза-пай, костры кенафа, рисовой лузги, камыша и др.) доказана. В хлопкосеющих республиках образуются и требуют утилизации около 8 млн. т. гуза-пай, часть которых местное население использует как топливо, часть — запахивает в почву.

Известно, что утилизация 1 тыс. м³ таких отходов позволит получить более 1 тыс. м³ арболита, экономить ежегодно более 1 тыс. м³ деловой древесины.

Проведенные исследования по использованию гуза-пай показали возможность получения арболита марок 5...30 со средней плотностью 450...750 кг/м³.

Изучали особенности получения арболита на основе гуза-пай. В качестве вяжущего использовали Ахангаранский портландцемент марки 400, в качестве добавок — хлористый кальций (ГОСТ 450—77), жидкое натриевое стекло (ГОСТ 13078—81), водный раствор плотностью 1400 кг/м³ с силикатным модулем 2,8; сернокислый алюминий (ГОСТ 5155—74), содосульфатную смесь ССС (ТУ 113-03-23-19—83).

Смесь готовили в смесителе с горизонтальным расположением вала и спиральными лопастями. Формование арболитовой смеси осуществляли по схеме вибрирования с пригрузом, давление которого составляло 0,02...0,08 МПа.

Для точного определения коэффициента уплотнения смеси и состава арболита, а также регулирования режима термообработки использовали специально разработанные формы-кубы с ребром 10 см с фиксирующей крышкой и сушильным шкафом.

Изучали влияние подготовки гуза-пай, вида и количества добавок, режима тепловлажностной обработки (ТВО)

и содержания составляющих арболита на его прочность.

Как известно, вымачивание древесного заполнителя в теплой воде приводит к повышению прочности арболита. В то же время на прочность арболита сильно влияет влажность заполнителя, так как при увлажнении и высыхании древесины возникают влажностные деформации, приводящие к значительным внутренним напряжениям в арболите. Поскольку скорость водопоглощения древесной стружки невелика, а процесс обработки длится несколько минут, это для арболита на ее основе приносит положительный результат.

При использовании гуза-пай необходимы дополнительные исследования в связи с высокой скоростью водопоглощения на начальном этапе, приводящей к сильному насыщению волей гуза-пай при вымачивании и, следовательно, к большим деформациям (рис. 1).

Исследования проводили следующим образом: после вымачивания в воде гуза-пай отжимали и загружали в смеситель, добавляя туда водный раствор жидкого стекла, а затем цемент. Всю смесь перемешивали, после чего формовали образцы. Данные прочности арбо-

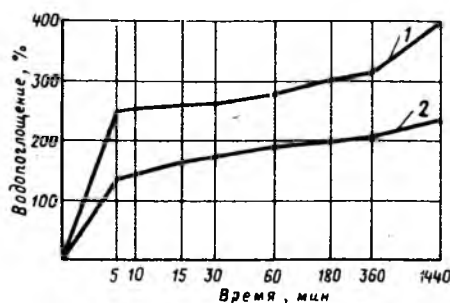


Рис. 1. Водопоглощение гуза-пай (1) и древесной стружки (2)

лита показывают, что вымачивание гуза-паи перед приготовлением смеси неэффективно. Так, после ТВО по режиму 2+20+3 ч при температуре 413 К прочность арболита на вымачивание гуза-паи меньше, чем необработанного на 10...24 %.

При вымачивании в течение 3 ч прочность арболита в возрасте 28 сут превышает его прочность на необработанной гуза-паи всего на 9 %.

Можно считать, что из-за большого количества поглощенной воды в арболите возникают внутренние напряжения при высыхании, отрицательно влияющие на прочность материала [1]. Это позволяет отказаться от сложной технологической операции вымачивания гуза-паи.

Арболитовую смесь можно представить состоящей из трех основных компонентов: заполнителя (гуза-паи), вяжущего (портландцемента) и раствора добавок в требуемом количестве воды. Поскольку прочность арболита зависит от прочности контактной зоны между заполнителем и вяжущим, а она в свою очередь от концентрации добавок и градиента концентрации добавок перпендикулярно поверхности частицы заполнителя, то необходимо выяснить, при какой последовательности введения составляющих получится максимальная прочность. Это связано и с тем, что большинство добавок обладают групповым действием, являясь одновременно и минерализатором, и ускорителем твердения вяжущего.

С этой целью исследовали три варианта введения составляющих: гуза-паи — цемент — раствор добавок, гуза-паи — раствор добавок — цемент, раствор добавок — цемент — гуза-пай. Наилучший эффект достигается при использовании третьего варианта. Из этого следует, что для большего роста прочности выгодно применять добавки в качестве ускорителя твердения, а не минерализатора. С другой стороны, это свидетельствует о том, что наличие водорастворимых «цементных ядов» не является основной и главной причиной низкой прочности арболита.

Полученные результаты (см. таблицу) подтверждают значительную эффективность комплексных добавок, вводимых в виде геля в арболит на основе

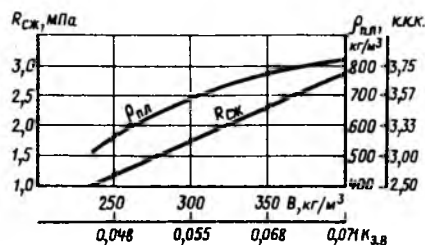


Рис. 2. Зависимость между содержанием портландцемента, прочностью $R_{сж}$ и средней плотностью $\rho_{пл}$ арболита

гуза-паи. Дальнейшие исследования проводили с комплексными добавками.

Из таблицы видно, что увеличение содержания комплексной добавки до определенного предела повышает прочность арболита. Наиболее эффективны комплексные добавки $Al_2(SO_4)_3 + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$ и $CCC + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$ в количестве 3 % массы цемента каждого компонента. Предложенная комплексная добавка с СССР, состоящая из натриевых солей слабых и сильных кислот ($Na_2CO_3 + Na_2SO_4 + NaCl + NaOH$) ускоряет процесс гидратации цемента. Присутствие ионов хлора в составе СССР при затворении способствует (с участием цемента) образованию хлорида кальция, и, следовательно, в составе дополнительно появляется комплексная добавка $CaCl_2 + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$. Кроме того, высокая щелочная среда способствует также нейтрализации экстрактивных веществ.

Влияние режима ТВО на прочность исследовали на арболитовой смеси следующего состава: портландцемент — 230, гуза-пай при естественной влажности — 170, $Al_2(SO_4)_3 + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$ — по 7 кг/м³, вода — 380 л/м³. Образцы подвергали ТВО при температуре 413...418 К с предварительной выдержкой при 393 ± 2 К. Варьировали продолжительность выдержки до ТВО и изотермического прогрева.

Полученные результаты свидетельствуют, что прочность арболита повышается с увеличением времени ТВО, а продолжительность выдержки до ТВО практически не влияет на прочность; однако при этом увеличивается средняя плотность.

Анализ данных, полученных при изучении влияния содержания основных

составляющих арболита на его прочность, показал, что при ТВО уменьшение В/Ц дает положительные результаты сразу после нее. При последующем твердении наибольший прирост прочности наблюдается у составов с повышенным В/Ц. Следовательно, если арболит твердеет в условиях ТВО, то рекомендуется увеличить В/Ц, а если в естественных — уменьшить. С увеличением количества гуза-паи в 1 м³ арболита резко возрастает удельное давление прессования и усложняется технология формования изделий, поэтому содержание гуза-паи необходимо выбирать из условий требуемых свойств и технологии приготовления арболитовых изделий.

При расходе портландцемента 250 и 400 кг/м³ прочность арболита в возрасте 28 сут естественного твердения составлял соответственно 1,2 и 2,87 МПа при средней плотности 440 и 780 кг/м³ (рис. 2), т. е. при одинаковых расходах гуза-паи прочность увеличивается почти в 2,5, а плотность в 1,7 раза.

Эффект от содержания цемента анализировали сопоставлением коэффициента эффективности использования вяжущего ($K_{э.в}$), характеризующего наименьшее количество цемента для получения арболита требуемой прочности

$$K_{э.в} = \frac{R_{сж}}{B} \cdot 10$$

и коэффициент конструктивного качества

$$K.К.К. = \frac{R_{сж}}{\rho_{пл}} \cdot 1000,$$

где $R_{сж}$ — прочность при сжатии; В — содержание вяжущего (портландцемента); $\rho_{пл}$ — средняя плотность арболита. Из рис. 2 видно, что $K_{э.в}$ колеблется в пределах 0,048...0,071. Если условно принять максимальное значение $K_{э.в} = 1$, то можно сделать вывод, что в составе арболита на гуза-паи недостаточно используется портландцемент по содержанию и активности по сравнению с арболитом на древесном заполнителе. Последнее доказывается тем, что для получения арболита прочностью при сжатии 1,2...2,87 МПа используют портландцемент активностью 40 МПа при его расходе 250...450 кг/м³. Это подтверждается также низким значением К.К.К. арболита 2,5, ...3,75 (см. рис. 2) и результатами выпуска опытно-промышленной партии арболитовых изделий. Так, во вновь построенном арболитовом цехе Наримановского экспериментального завода ЖБИ РПО Узагропромстройиндустрия совместно с трестом Узоргтехстрой Узагропром-строй были изготовлены теплоизоляци-

Вид добавки	Содержание добавки, % массы цемента*	Прочность при сжатии, МПа, после						
		ТВО			естественного твердения			
—	—	0,25	0,4	0,45	0,6	0,4	0,5	0,7
$CaCl_2$	3	0,30	0,5	0,60	0,8	0,5	0,6	0,9
$CaCl_2 + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$	5	0,40	0,6	0,70	1,1	0,65	0,75	1,25
$Al_2(SO_4)_3 + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$	3	0,60	0,8	1,20	1,5	0,9	1,1	1,4
$Na_2SO_4 + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$	3	0,25	0,4	0,70	0,85	0,45	0,75	0,9
$CCC + Na_2O \cdot 2,8 SiO_2$	3	0,60	0,9	1,20	1,4	0,9	1,2	1,4

* Указан % содержания каждого компонента комплексной добавки.

онные плиты размерами 500×500×50 и 500×100×100 мм.

Следует отметить, что результаты исследований и ранее проведенных работ [2...6] выявили особенности получения арболита: большое количество портландцемента (250...400 кг/м³) для получения теплоизоляционного и конструкционного арболита классов В0,75...В2, обязательное введение добавок и формование под силовым воздействием. Эти особенности, а также неподготовленность гуза-пай сдерживают широкое внедрение арболита.

Выводы

Приготовление арболита на основе гуза-пай без вымачивания снижает его прочность незначительно. При вымачивании гуза-пай в арболите будут возникать значительные внутренние напряжения, которые снижают его прочность примерно настолько, насколько она повышается в результате вымывания вредных экстрактивных веществ.

Арболит наиболее высокой прочности можно получить при следующей последовательности введения составляющих в смесь: водный раствор добавок + цемент + гуза-пай, т. е. добавки более эффективны в качестве ускорителей твердения.

В арболите на основе гуза-пай и портландцементе недостаточно реализуются коэффициенты $K_{зв}$ и $K_{К.К.}$, в связи с этим рекомендуется усовершенствовать технологию уплотнения или использовать наиболее эффективные шлакощелочные и малоклинкерные вяжущие.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Шербаков А. С. Повышение качества арболита и эффективность его применения // Развитие производства и применение в строительстве эффективных конструкций и изделий из арболита / Всесоюз. конф. Тез. докл. — М.: Госстрой СССР, 1981. — 79 с.
2. Батырбаев Г. А. Параметры изготовления и эффективность арболита на дробленых стеблях хлопчатника // Бетон и железобетон. — 1977. — № 7. — С. 28 — 29.
3. Арболит. Под ред. Г. А. Бужевича. — М.: Стройиздат, 1968. — 244 с.
4. Наизашвили И. Х. Арболит — эффективный строительный материал. — М.: Стройиздат, 1984. — 122 с.
5. Легкий бетон на основе гуза-пай / Б. А. Крылов, И. К. Касимов, В. И. Савин, Ш. А. Хакимов // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1987. — № 8. — С. 37—39.
6. Касимов И. К., Тулаганов А. А., Шоджалилов Г. К. Шлакощелочной арболит // Пути использования вторичных ресурсов для производства строительных материалов и изделий / Тез. докл. Всесоюз. сов. (Чимкент, 9—11 октября, 1986). — 467 с.

Стандарты и нормативные документы

УДК 691.327:539.4(083.75)

О неудачном переходе на классы бетонов

С 1986 г. введен в действие СНиП 2.03.01—84 «Бетонные и железобетонные конструкции», по которому при проектировании конструкций основной характеристикой бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение принимается не марка, а класс бетона. Строителям все больше приходится изготавливать конструкций, запроектированных по классам бетона. В скором времени будут завершены объекты, запроектированные до 1986 г. с учетом марок бетона по прочности.

Несмотря на 4-летний срок перехода на классы, часто приходится наблюдать, как безграмотно производится изготовление конструкций по СНиП 2.03.01—84.

Как известно, в 1955 г. в нашей стране был введен метод расчета бетонных и железобетонных конструкций по двум группам предельных состояний, который принят и в упомянутом СНиПе. При этом методе расчета свойства материалов, в данном случае бетона, устанавливаются с учетом статистического рассеивания прочности. В действующем до 1986 г. СНиП 11-21-75 нормативная кубиковая прочность принималась

$$R^n = \bar{R}(1 - 1,64V),$$

где R^n — нормативная кубиковая прочность; $\bar{R}$ — марка бетона; V — коэффициент вариации прочности бетона (статистическая характеристика рассеивания), нормативное значение которого для тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях принято 0,135 (13,5 %); 1,64 (точнее 1,645) — величина, соответствующая обеспеченности нормативной кубиковой прочности (R^n) 0,95 (95 %).

Из этой зависимости видно, что марка бетона, выбранная проектировщиком, гарантирует нормативную кубиковую прочность только в том случае, если коэффициент вариации прочности бетона будет соответствовать нормативному. Но эта же марка бетона, выполненная на производстве с коэффициентом вариации, отличающимся от 0,135, не обеспечивает нормативную кубиковую прочность R^n . При завышении

коэффициента вариации, например до $V=0,2$, R^n будет иметь обеспеченность только 87 %, т. е. нормативные и расчетные характеристики изготовленных конструкций будут занижены по сравнению с проектными. При занижении коэффициента вариации в конструкциях появятся излишние запасы прочности, которые следует снижать, как экономически не оправданные. В связи с этим для обеспечения на производстве нормативной кубиковой прочности бетона соблюдать только марку бетона недостаточно. Необходимо поставить ее в зависимость от рассеивания. Это привело к введению в 1975 г. ГОСТ 18105, который обязывал производителей вести постоянный контроль однородности выпускаемого бетона и бетонировать конструкции проектной марки бетона только в том случае, если фактический коэффициент вариации прочности бетона близок к 13,5 %. При меньшем его значении бетонирование следует производить материалом меньшей прочности, чем марка. При большем его значении прочность отпускаемого бетона должна быть больше марки. При этом в любом случае обеспечиваются расчетные характеристики бетона.

Однако из этого следует, что марка бетона потеряла смысл как характеристика, так как важно обеспечить нормативную кубиковую прочность, которую и называли классом бетона по прочности.

Принципиальное различие перехода от марки бетона к классу состоит в том, что при нормировании марки бетона производители не соблюдали нормативную кубиковую прочность бетона, которую в конечном счете должны были обеспечить, и несмотря на наличие ГОСТ 18105 старались получить только заданную марку. При нормировании класса бетона (нормативной кубиковой прочности) его средняя прочность (ранее марка), на которую ориентируется состав бетонной смеси, становится ненормируемой. Это свидетельствует о том, что меняется подход к технологии бетонных работ и главным должно

быть повышение однородности бетона.

С момента введения в действие ГОСТ 18105 контроль характеристик однородности бетона на большинстве предприятий, изготавливающих бетон, не организован, а без этого невозможно перейти на изготовление бетонов по классам.

С ликвидацией марок бетона и переходом на классы все предприятия, выпускающие бетон, ставятся в равное положение по обеспечению прочности, соответствующей классу, т. е. по обеспечению расчетных характеристик, но не по составу бетона, а значит и по расходу цемента. Это вызвано тем, что одному и тому же классу бетона на разных предприятиях из-за состояния производства и его культуры (разных коэффициентов вариации) будут соответствовать неодинаковые значения средней прочности выдаваемого бетона.

ГОСТ 18105 внедряли и внедряют на тех предприятиях, где обеспечиваются коэффициенты вариации прочности бетона меньше нормативного. Но на предприятиях, где значение их превышало и превышает нормативное, стандарт не действует до сих пор, так как завышение средней прочности бетона требует увеличения расхода цемента, что не находит понимания у нормирующих, контролирующих и других вышестоящих организаций, которые при переходе на классы главным должны считать повышение однородности бетона.

Существует порочная практика, особенно на мелких предприятиях и бетонных узлах, которые никогда не занимались контролем статистических характеристик изготавливаемых бетонов, использовать таблицу перевода классов в марки при коэффициенте вариации 13,5 %, которая предназначена только для проектировщиков. По этой таблице заданный в проекте класс бетона переводится в марку и по ней производится бетонирование конструкций. Это безграмотный переход на классы. Переход на классы следует осуществлять по ГОСТ 18105—86 «Бетоны». Правила контроля прочности». Для внедрения этого ГОСТа предприятия и бетонные узлы должны быть оснащены приборами неразрушающего контроля, контрольными образцами, камерами естественного твердения, счетной техникой и т. д. Должен действовать контроль за правильным переходом на классы со стороны различных проверяющих организаций, в том числе и Госстандарта. Но главным контролером качества должен стать потребитель, особенно в условиях рыночной экономики.

При переходе на классы на предприятиях, где коэффициенты вариации

прочности бетонов выше нормативных, средняя прочность может быть снижена только в результате повышения однородности бетона. Путей повышения однородности много. Но главным является улучшение качества заполнителей для бетонов и особенно отказ от применения песчано-гравийных смесей, использование которых без переработки в качестве заполнителей для бетонов не предусмотрено ни одним нормативно-техническим документом. Практика показывает, что бетоны с применением песчано-гравийных смесей имеют коэффициенты вариации прочности бетонов 13...25 %. Область их допустимых значений в ГОСТ 18105—86 для обычных бетонов ограничивается 16 %, т. е. для значительной части бетонов с коэффициентом вариации более 16 % требуемую прочность по этому ГОСТу определить нельзя. Таким образом, эта часть бетонов находится как бы «вне закона». В результате создана ситуация, когда нормативы запрещают применение песчано-гравийных смесей, а на практике наоборот.

К проблеме заполнителей следует добавить состояние складских хозяйств

на предприятиях по выпуску бетонов. К примеру, на некоторых предприятиях ПО «Железобетон» в Нижегородской обл., выпускающих железобетонные конструкции марок 100...500, имеются открытые склады заполнителей, запроектированные неспециализированными проектными организациями и эксплуатирующиеся с 1959 г. Хранение на них различных по качеству заполнителей не способствует снижению коэффициентов вариации.

Интересно напомнить высказывание проф. К. В. Михайлова в книге «Бетон и железобетон в строительстве» (М.: Стройиздат, 1987,—103 с.): «В США, например, выпускают до 15 фракций различных заполнителей. Для многих сооружений за рубежом качество применяемых материалов, уровень дозирования и приготовления бетонной смеси находится на уровне процессов тонкой химической технологии».

Это свидетельствует о важности подхода к качеству производства бетонов. Переход от марок к классам бетонов у нас требует грамотного подхода.

Я. Г. ВАЙНЕР, инж.

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ ЛИНИЯ АНКЕРОВКИ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Предлагается автоматизированная линия для образования анкерных устройств на стержневой арматуре классов Ат-V — Ат-VII типа «обжатая спираль», обеспечивающая:

- надежность анкеровки арматуры — за счет ее навивки (заготовки) непосредственно на арматурный стержень с образованием опорного торца анкера перпендикулярно оси стержня;
- повышение производительности труда не менее чем в 2 раза (по сравнению с принятой технологией образования заготовки на станке Шашина с ее обжатием на станках типа «МО») — за счет исключения транспортных операций и ручной насадки анкера на стержень;
- значительное (около 30 %) сокращение трудозатрат — за счет автоматизации процесса;
- сокращение доли ручного труда и повышение его социальной привлекательности.

НИИЖБ (109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6) оказывает научно-технические консультации и проектные услуги по доработке базового образца применительно к конкретным условиям заказчика.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, тел. 174-88-21, Черкасский завод «Строммашина» и Гипростроммаш Минстройдормаша СССР

27-я сессия Европейского комитета по бетону

В сентябре 1990 г. в Париже состоялась 27-я пленарная сессия Европейского комитета по бетону (ЕКБ). В ней приняли участие 160 делегатов из 20 европейских стран (в том числе СССР), а также стран Америки (США, Канада, Бразилия, Аргентина) и Азии (Япония, Иран, Израиль). Сессия была посвящена обсуждению основных глав и разделов последней редакции международных норм ЕКБ — ФИП (МС-90).

Материалы норм представлены в виде требований и правил по расчету и проектированию бетонных и железобетонных конструкций, а также указаний по организации и проведению работ в процессе изготовления и эксплуатации конструкций. Нормы подвели итог завершившемуся к настоящему времени внедрению метода предельных состояний, чему в немалой степени способствовали многолетняя практика применения этого метода в Советском Союзе, а также разработанные ранее объединенным комитетом ЕКБ — ФИП нормы МС-78.

Нормы включают в себя следующие основные разделы:

общие положения, где устанавливается область их применения;

характеристика методов расчета по предельным состояниям — полумвероятностных методов, использующих частные коэффициенты безопасности по нагрузке и материалам; принципы расчета долговечности;

данные по материалам (бетону и арматуре) с необходимыми для расчетов характеристиками, а для бетона — с учетом влияния времени, характера воздействия нагрузки (например, ударная, повторная) и динамики твердения бетона;

характеристика основных расчетных моделей напряженно-деформированного состояния частей элементов с трещинами и, в частности, выдергивание арматуры, местное сжатие, особенности работы бетона при сложном напряженном состоянии, зависимость «момент — кривизна» с учетом влияния растянутого бетона между трещинами. Последнее является новшеством для зарубежной практики проектирования. Рассмотрены также механизм нагельного эффекта и способность элемента к упругому и пластическому вращению, главным образом, благодаря деформа-

ции арматуры.

На основе этих моделей в последующих разделах представлен расчет деформаций и несущей способности конструкций, описаны виды и принципы расчета различных конструкций (балок, плит, оболочек и т. п.), дан расчет по предельным состояниям первой группы. При этом рассмотрены как общие подходы, так и специфические особенности в расчете линейных и плоскостных элементов по прочности нормальных сечений, на поперечную силу и кручение, выносливость и устойчивость.

Значительное место в этом разделе уделено проверке соединений и анкеровки как напрягаемой, так и преднапряженной арматуры. Приводятся способы определения длины анкеровки и нахлестки со сваркой арматуры и без нее. Рассмотрено напряженное состояние (поперечные напряжения) в зоне анкеровки преднапряженных канатов.

Приведен расчет по предельным состояниям второй группы — по трещиностойкости (образование и ширина раскрытия трещин) и по деформациям.

В отдельный раздел выделены вопросы, связанные с долговечностью конструкций. Рассмотрены аспекты долговечности с учетом влияния окружающей среды и сформулированы расчетные критерии долговечности, связанные с конструктивной формой элемента, видами бетона, толщиной защитного слоя и преднапряжения арматуры, а также со специальными средствами защиты.

В разделе конструирования даны общие рекомендации по правилам анкеровки и соединения арматуры, ее размещения в поперечном сечении элементов, т. е. практически то, что содержится в соответствующем разделе наших норм. Кроме этого рассмотрены вопросы конструирования отдельных элементов сооружений: балок, плит, колонн, стен, консолей, фундаментов и ростверков, а также соединения различных элементов в монолитном варианте. Отдельно выделены указания по минимальным значениям длины нахлестки арматуры и процента армирования в разных элементах конструкций.

Один из разделов посвящен осуществлению строительства, начиная от руководства проектом до эксплуатации сооружения. Здесь регламентируются

подготовительные работы на стройплощадке, инспекция, заготовка и хранение арматуры, требования к бетону, проведение опалубочных и распалубочных работ, заполнение раствором каналов для арматуры и т. п. Сюда включаются программа и требования к контролю качества, связанному с обеспечением требуемой надежности.

Указания по проектированию сборных железобетонных элементов, узлов сборных элементов, а также конструированию систем из них содержатся в последней главе норм, поскольку за рубежом в основном ориентируются на монолитное строительство.

Как видно из перечисленного, проект норм МС-90 в значительной мере отличается от известных норм 1978 г. Расширена область их применения. Нормы распространяются на проектирование конструктивных элементов зданий и сооружений разных видов для различных ситуаций. В них рассмотрен механизм поведения железобетона (как материала) и его составляющих, широко и детально представлены механические и другие свойства бетона, необходимые для современных расчетов не только обычных, часто встречающихся конструкций, но и работающих в особых условиях, рассмотрено поведение основных моделей напряженно-деформированного состояния железобетона для характерных частей элементов, на базе которых устанавливаются расчетные критерии в соответствующих разделах норм. Представлены все типы расчетов конструкций, но особое внимание уделено линейным и нелинейным методам расчета. Дана дополнительная информация по расчету плоскостных элементов, рассмотрены различные подходы расчетных оценок предельного состояния по выносливости. Внесены улучшения в рекомендации и требования по проверке конструкций по предельным состояниям второй группы. Контроль ширины раскрытия трещин рекомендован в качестве критерия только для элементов с арматурой, чувствительной к коррозии, в агрессивной среде.

Нормы содержат много информации, относящейся к преднапряженным элементам, которая представлена в более систематизированном виде. Введен отдельный раздел по обеспечению долго-

вечности железобетонных конструкций, включены более широкие указания по проектированию сборных конструкций.

Следует отметить, что требования и рекомендации в этих разделах норм разработаны и изложены с разной детализацией. Некоторые разделы имеют достаточно полные рекомендации, включая аналитические зависимости (например, характеристики материалов), другие — содержат только общие положения и требуют дальнейшей доработки и детализации.

Кроме этого по расположению материал дублируется в различных разделах (например, характеристики бетона и др.). Несмотря на то, что рекомендации по расчету в нормах ЕКБ — ФИП и советских нормах (СНиП) основываются на едином методе предельных состояний, в них имеются различия.

Основными расчетами по прочности железобетонных конструкций являются расчет на действие моментов и продольных сил (по нормальным сечениям) и расчет на действие поперечных сил (по наклонным сечениям).

Расчет по нормальным сечениям в нормах ЕКБ — ФИП производится исходя из условий равновесия внешних и внутренних сил и совместности деформаций. При этом в расчете используются гипотеза плоских сечений и диаграммы деформирования для бетона и арматуры с установленными предельными напряжениями и деформациями для этих материалов. В наших нормах расчет также производится по условию равновесия, но напряженное состояние в сечении принято в виде прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона с расчетными сопротивлениями бетона на сжатие и усилиями в арматуре с переменными расчетными сопротивлениями арматуры на растяжение и сжатие в зависимости от высоты сжатой зоны бетона. Использование нелинейной эпюры напряжений в сжатом бетоне совместно с диаграммой распределения деформаций, рекомендуемых нормами ЕКБ — ФИП, приводит к очень сложным расчетным зависимостям. Между тем, анализ влияния формы эпюры напряжений в сжатом бетоне на несущую способность элемента показал, что замена нелинейной эпюры напряжений на прямоугольную дает незначительное расхождение, поэтому в отдельных случаях нормы ЕКБ — ФИП допускают применение прямоугольной эпюры.

Расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил в рассматриваемых нормах производится по каркасно-стержневой модели (метод форменной аналогии). При этом балка рассматривается как конструкция, состоя-

щая из верхнего пояса из сжатого бетона у верхней грани, нижнего пояса из растянутой продольной арматуры, растянутых подкосов из поперечной арматуры и сжатых подкосов из бетона в стенке балки.

Поперечная сила воспринимается усилиями в растянутых и сжатых подкосах, которые определяются из эмпирических зависимостей. В наших нормах подход к расчету по наклонным сечениям отличается от указанного выше. Расчет по наклонной трещине в СНИПе производится из условия равновесия внешних и внутренних сил в блоке балки, отсеченном наклонной трещиной, что точнее отражает реальное поведение элемента при разрушении. Однако следует отметить, что обе методики дают достаточно близкие результаты.

Оценка трещиностойкости в нормах ЕКБ — ФИП производится упрощенными способами. В некоторых случаях (закрытые помещения, неагрессивная среда, стойкая к коррозии арматура) раскрытие трещин не нормируется. Для более опасных условий устанавливаются обобщенные допустимые значения. Для ограничения раскрытия трещин и обеспечения сохранности арматуры предъявляются конструктивные требования по отношению к защитному слою бетона и армированию, а также рекомендуются упрощенные приемы расчета в виде ограничения напряжений в арматуре. При расчете трещиностойкости вычисляемое значение ширины раскрытия связывается также с толщиной защитного слоя и расстоянием между стержнями арматуры.

В наших нормах для всех случаев регламентируется допустимая ширина раскрытия трещин в зависимости от условий эксплуатации конструкции и вида арматурной стали. При этом результаты расчета по СНИПу могут отличаться от требуемых значений по нормам ЕКБ — ФИП. В тех случаях, когда по нормам ЕКБ — ФИП требуется расчет ширины раскрытия трещин, наши нормы дают менее жесткие рекомендации.

Большое внимание уделяется конструктивным требованиям. В рассматриваемых нормах даются подробные указания по размерам элементов, защитному слою бетона, анкеровке арматуры, продольному и поперечному армированию, особенностям конструирования отдельных железобетонных элементов (короткие консоли и т. п.). Особенно большое внимание уделяется назначению защитного слоя бетона, обеспечивающего долговечность, совместную работу бетона и арматуры. При этом учитывается много факторов, в том числе степень ответственности, условия

изготовления и эксплуатации, требования к качеству бетона и т. п. Конструктивные требования наших норм более ограничены и не столь жестки. Например, минимальный процент армирования у нас принимается в 2 раза меньше, то же относится и к защитному слою бетона.

Предварительные расчеты по прочности некоторых железобетонных элементов показали, что в целом расчет по нормам ЕКБ — ФИП требует большего расхода арматуры, чем по СНИПу. Однако основной причиной такого результата (за исключением расчета на продольный изгиб сжатых элементов) является различие в факторах надежности (коэффициенты безопасности по материалам и нагрузке), которые намного выше в нормах ЕКБ — ФИП и отражают состояние нормирования за рубежом.

В целом новые нормы ЕКБ — ФИП получили значительное развитие по сравнению с ранее действующими.

Нормы ЕКБ — ФИП (МС-90) содержат рекомендации, которые можно использовать при разработке национальных норм проектирования железобетонных конструкций на единых основных предпосылках, способствующих сближению нормативных документов разных стран.

Р. Л. СЕРЫХ, Е. А. ЧИСТЯКОВА,
доктора техн. наук, профессора,
В. Г. КРАМАРЬ, канд. техн. наук

УДК 693.56.061.3

Сессия национального комитета ФИП

В октябре 1990 г. в Свердловске проходила ежегодная сессия национального комитета ФИП, в работе которой участвовало около 70 представителей филиалов и рабочих групп из многих городов страны. Участники прослушали более 20 докладов, посвященных не только традиционной тематике — преднапряженному железобетону, но и монолитному домостроению. В последние годы установилась добрая традиция НК ФИП обращаться к другим злободневным проблемам строительства.

Сессия была открыта председателем

НК ФИП проф., д-ром техн. наук К. В. Михайловым. С приветственным словом выступил председатель областного правления НТО Стройиндустрия канд. техн. наук Г. Э. Коротковский. Первым был представлен доклад главного инженера управления Стройдетальконструкция Е. П. Варнавского о развитии производства преднапряженных сборных железобетонных конструкций на Урале. Теоретический доклад проф., д-ра техн. наук С. М. Скоробогатова был посвящен структурной неопределенности и информационной энтропии в трещинообразовании для предсказания живучести преднапряженных и ненапряженных железобетонных конструкций.

Введение новых критериев напряженного состояния, отражающего постепенный процесс трещинообразования, создает предпосылки создания основ теории катастроф, особенно для крупноразмерных сооружений. Следует отметить, что дискуссия, проводившаяся на страницах журнала «Бетон и железобетон» о методах расчета железобетонных конструкций, является чрезвычайно актуальной, но ограниченной и замкнутой от исследований и достижений в области твердых пористых неоднородных тел типа бетон (гранит, известняк, песчаник).

По проблеме монолитного домостроения в СССР интересные доклады были представлены канд. техн. наук В. И. Лишаком (ЦНИИЭП жилища), В. В. Короткевичем (ЛенЗНИИЭП), кандидатами техн. наук К. Т. Абрамовичем (Красноярский инженерно-строительный институт), В. И. Лепским (ЦНИИП реконструкции городов), А. Я. Эппом, Ю. Н. Карнетом (УралпромстройНИИпроект), В. Х. Куршпелем (Уральский политехнический институт). Некоторые доклады сопровождались видеофильмами из зарубежного опыта по монолитному домостроению.

Научный и практический интерес вызвал доклад А. Я. Эппа и О. И. Кириенко, посвященный исследованию заанкеривания проволочной и канатной арматуры в преднапряженных плитах перекрытий, изготовляемых способом непрерывного безопасного формирования на длинных стендах. В изделиях безопасного формирования благодаря особенностям технологии их изготовления длина зон передачи напряжений с арматуры на бетон превышает нормированные значения на 18...34 %.

Снижению металлоемкости в железобетонных колоннах был посвящен доклад кандидатов техн. наук Ю. Н. Карнета, В. А. Гундера, Н. А. Котловой, А. Н. Четверкина, Б. Д. Цветова и инженера Ф. А. Селезнева (Уралпром-

стройНИИпроект). В нем были приведены результаты экспериментальных исследований, на основании которых разработаны рекомендации по расчетному назначению параметров поперечного армирования в виде хомутов (шаг, диаметр, класс арматуры). Использование результатов этой работы в строительстве позволит сэкономить 5...10 % арматурной стали.

В представленных на сессии докладах был сделан определенный уклон в монолитное домостроение, включая и строительство индивидуальных жилых домов. Перечисленные доклады были посвящены исследованию и проектированию. Полезным был доклад главного инженера ПО «Монолит» Р. К. Зуфарова о путях решения жилищной проблемы в Свердловске. Объединение находится в стадии становления и развития, но уже в настоящее время ориентируется на годовую программу около 300 тыс. м² жилья в монолитном исполнении.

Интересными и полезными были экскурсии на строительство монолитных жилых домов. При возведении домов здесь применяют туннельную опалубку. Доля монолитного бетона в жилом доме повышается. Для наружных стен пока еще применяют крупные сборные панели.

Состоялась также экскурсия на крупнейший в Советском Союзе завод ЖБК им. Ленинского комсомола. Завод полностью перешел на аренду и поразовал участников сессии повышением не только экономических показателей, но и качества многопустотных комбинированных плит. К настоящему времени программа завода составляет около 600 тыс. м³ сборного железобетона в год.

Семь докладов было посвящено итогам XI конгресса ФИП (Гамбург, 1990 г.). Новым неметаллическим видам арматуры был посвящен обзорный доклад проф., д-ра техн. наук К. В. Михайлова (НИИЖБ). Тема «Железобетонные мосты» была представлена цветными слайдами канд. техн. наук Л. В. Захаровым (ЦНИИС Минтрансстроя СССР). О зданиях и сооружениях интересно докладывал канд. техн. наук Г. М. Спрыгин (ДальНИИС). Полезные сведения о нормах ЕКБ—ФИП (проект 1990 г.) сообщил канд. техн. наук В. Г. Крамарь (НИИЖБ). Тоннелям инженерных сооружений и эстетике железобетонных конструкций был посвящен подробный доклад канд. техн. наук Ю. С. Волкова (НИИЖБ). Постоянно и популярно пропагандирует достижения в создании системы и аппаратуры автоматизации испытаний железобетонных конструкций канд. техн. наук О. Ю. Саммал (НИИ строитель-

ства, Таллинн).

Доклад проф., д-ра техн. наук С. А. Мадатяна (НИИЖБ) был посвящен напрягаемой арматуре и натяжным системам. Было доложено о прокате и применении стержневой арматуры с серповидным профилем «елочка». Следует отметить, что внедрение новых профилей идет очень осторожно, затягиваясь на годы. Основная причина этого — в слабом использовании теоретических разработок по проектированию периодических профилей, законченных еще в 70-е годы, например в Уральском политехническом институте. Слабо также используются зарубежные литературные источники, посвященные результатам опытов на сцепление разных видов профилей и готовые рекомендации по проектированию профилей.

На сессии был заслушан доклад проф., д-ра техн. наук К. В. Михайлова о деятельности президиума, филиалов и рабочих групп НК ФИП в 1990 г. Была одобрена деятельность НК ФИП.

Следует отметить активную работу по организации сессии ФИП в Свердловске председателя областного правления НТО строительной индустрии Г. Э. Коротковского и его помощников Т. П. Мещерякову, Л. П. Дубских и директора вновь созданного инженерного центра при НТО Н. В. Макееву.

В процессе обсуждения докладов неожиданно развернулась дискуссия по созданию инженерных клубов не только в пределах областных центров, но и на Всесоюзном уровне. Так, представитель Новосибирского филиала ФИП канд. техн. наук В. В. Габрусенко рассказал об опыте создания и работы Новосибирского клуба специалистов по железобетонным конструкциям. Было высказано предложение о создании Всесоюзной ассоциации по железобетонным конструкциям. Многие участники предложили обсудить вопрос о создании ассоциации на более высоком организационном уровне с привлечением Госстроя СССР.

При организации новой федерации нельзя забывать, что признак преднапряжения для объединения специалистов оказался достаточно устойчивым не только в нашей стране, но и в мире. ФИП — это наиболее активная и постоянно работающая международная организация с момента ее создания. Преднапряжение как идея строительного прогресса удачно объединяет производителей, исследователей и проектировщиков — конструкторов, менеджеров и представителей маркетинга.

С. М. СКОРОБОГАТОВ, проф., д-р техн. наук, председатель Свердловского филиала НК ФИП

УДК 624.012.045 (510)

Динг Дажун (Ding Dajun), проф. (Нанкинский технологический ин-т)

Развитие бетона и железобетонных конструкций в Китае

Начало производства цемента в Китае относится в 1876 г. До революции применение железобетонных конструкций шло незаметными темпами, особенно в области крупных инженерных сооружений. Революция внесла новый импульс в использование бетона во всех областях строительства, особенно в дорожном, мостовом, гидроэнергетическом и др. Только на объектах сооружения плотины р. Гечжоу объем бетона превысил 1 млн. 100 тыс. м³.

Начиная с 1952—1953 гг. в Китае стала создаваться производственная база сборного железобетона. К 1954 г. было налажено производство сборных преднапряженных шпал и балок пролетом до 18 м. Основной целью применения железобетона в Китае является экономия металла. Наивысшими достижениями китайского строительства являются преднапряженные фермы пролетом до 61 м, подкрановые балки пролетом 9 и 12 м под нагрузки соответственно 400 и 200 т. Другим примером может служить разработанная автором конструкция опускных колодцев глубокого заложения, причем уже в 1969 г. была достигнута глубина 830 м. К настоящему времени 18 заводов, начиная с 1970 г., на производстве таких колодцев дали экономию по стране свыше 400 тыс. т металла. Общий годовой объем производства бетона составляет около 500 млн. м³, в том числе около 10 млн. м³ преднапряженного бетона.

Наряду с портландцементами в Китае широко применяют шлакопортландцементы активностью 32,5; 42,5; 52,5 и 62,5 МПа, а также другие виды цементов, включая быстротвердеющие, высокопрочные, цементы с малой экзотермией, безусадочные, расширяющиеся, самонапряженные, кислото- и сульфатостойкие и др.

Для рядовых железобетонных конструкций чаще используют обычный и легкий бетоны прочностью 20...30 МПа. В легких бетонах наиболее часто заполнителями служат природные вулканические шлаки, а также промышленные

отходы металлургических и других производств. Достаточно заметно применение искусственных заполнителей типа керамзита насыпной массой 250...375 кг/м³, зольного гравия и подобных материалов.

Широко развита раздельная технология изготовления бетонных смесей с заранее смоченным крупным и мелким заполнителями, содержащими до 70...75% требуемого количества воды затворения. Недостающие 25...30% воды добавляют сразу после введения в смесь цемента. Прочность такого бетона по сравнению в обычным увеличивается на 20...30% при одновременном снижении водоотделения, повышении морозостойкости и ударной прочности.

Введение тонкомолотых дисперсных добавок золы и водоредуцирующих добавок повышает коррозионную стойкость железобетонных конструкций при одновременном снижении расхода цемента.

Если в конце 50-х годов для высотных зданий и большепролетных конструкций использовали бетон прочностью до 50 МПа, то в настоящее время — прочностью до 100 МПа. Для преднапряженных конструкций зданий наиболее широко применяют бетон прочностью 35...50, нередко 60...80 МПа.

В железнодорожном строительстве ежегодное использование высокопрочных бетонов (50...60 МПа) достигает 600...700 тыс. м³. В некоторых случаях пригоден бетон и более высокой прочностью до 60...80 МПа для изготовления, например, преднапряженных балок пролетом 40 м, опорных стоек круглого сечения для контактной сети и т. п.

Наметилось практическое использование микросилиция для изготовления некоторых ответственных сооружений. Опытами подтверждено, что прочность бетона на растяжение в этом случае возрастает на 30%. Изучаются возможности получения высокопрочных бетонов путем введения в смесь до 10...20 % массы цемента тонкодисперсного порошка цеолита.

Начало применения самонапряженных конструкций относится к концу 60-х годов и наибольших объемов достигло в производстве напорных труб. Современные напрягающие цементы имеют самонапряжение 4...6 и более 8 МПа.

В Китае ведутся исследования и имеются определенные достижения во внедрении фиброармированных бетонов с минеральными и стальными волокнами, а также щелочестойким стекловолокном в качестве фибры. Действует производство анкерной стальной фибры из расплава и путем нарезки проволоки разных диаметров, имеется опыт получения фибробетона с добавками микрокремнезема.

В конце 50-х годов началось интенсивное исследование свойств армоцемента, и в настоящее время этот материал применяют для кровельных покрытий, резервуаров для хранения жидкостей и газов и даже шлюзовых перемычек, корпусов судов и усиления зданий, поврежденных землетрясением.

В последние годы начали изготавливать железобетонные конструкции с жесткой арматурой, в том числе для армирования отдельных частей высотных зданий (длиннопролетных балок, колонн, диафрагм жесткости и т. д.).

Начиная с 50-х годов в Китае при приготовлении бетона вводят разные добавки. В настоящее время общий объем добавок составляет 60...70 тыс. т, среди которых водоредуцирующие составляют до 3/4 всего объема. Кроме этого, используют ускорители твердения, воздухововлекающие, противоморозные и расширяющиеся добавки, ингибиторы коррозии.

Проводят широкие исследования свойств бетонных смесей, затворенных на магнитной воде. Увеличение прочности бетона на сжатие при магнитной обработке цемента достигает 10...25%.

Армирование бетона производят арматурой различных классов. Помимо гладкой стержневой арматуры I класса с пределом прочности до 250 МПа ис-

пользуют стержневую классов II...V с различными видами периодического профиля, в том числе с винтовым, а в настоящее время — с серповидным профилем.

Помимо обычных способов стыкования арматурных стержней в Китае выполняют соединения с помощью обжимных муфт. Для низкопрочных и в некоторых случаях среднепрочных сталей применяют, как правило, холодную вытяжку. Используют также высокопрочные семипроволочные пряди из проволоки диаметром 2,5...5 мм прочностью 1900...1300 МПа.

Для экономии арматуры служит также ее преднапряжение, выполняемое как с натяжением на формы (в том числе термическим способом), так и натяжением на бетон. Разработаны и выпускаются отечественные конструкции домкратов. Для преднапряженных конструкций кольцевого сечения, например цилиндрических резервуаров, используют намоточные машины или в некоторых случаях осуществляют натяжение стержневой арматуры сегментами.

В современном Китае практикуются все виды строительства из бетона: монолитное, сборное и сборно-монолитное. Монолитный бетон готовят на стройплощадках или доставляют с заводов товарного бетона. В стране имеется более 300 таких заводов общей годовой производительностью свыше 13 млн. м³. Сборных конструкций только для городского жилья изготавливается ежегодно около 20 млн. м³. Транспортирование и укладку бетона нередко выполняют с помощью бетононасосов. В качестве элементов опалубки широко используют фанеру и бамбук.

С 1986 г. уплотнение бетона в массивных сооружениях типа плотин начали производить с помощью катков. Для многоэтажных зданий применяют скользящую опалубку, например для возведения внутренней шахты и наружных стен 53-этажного здания торгового центра в Шеньяне. Самое высокое здание из бетона, сооруженное в 1989 г. в Гуандонге, имеет высоту 196,75 м и 63 этажа. Характерно, что междуэтажные перекрытия этого здания пролетом 9,05 и высотой 0,22 м частично имеют преднапряженную арматуру без сцепления с бетоном. В покрытии здания использованы плиты Т-образного сечения шириной 2,65 м; пролетом 33 м при расходе арматуры 15,8 кг/м².

Из других достойных внимания строительных объектов различного назначения можно назвать тонкостенные оболочки, среди которых купол диаметром 60 м, пологие оболочки двойной кривизны пролетом 55,5 м, цилиндриче-

ские оболочки пролетом 42 м, эллиптическая седловидная оболочка размером 66×96 м и др.

Значительные достижения имеются в транспортном строительстве, в том числе в мосто- и туннелестроении. Среди них следует выделить вантовый мост из преднапряженного железобетона Тяньжинь Юнгхе пролетом 260 м, одноопорный вантовый мост Чонгинг Шимен с пролетами 220 и 230 м, проектируется арочный мост пролетом 330 м. Наиболее длинный железнодорожный мост Чженшоу через р. Желтую состоит из 173 свободных опертых преднапряженных пролетов общей протяженностью 5549,8 м.

За послереволюционный период в Китае построено около 2500 км железнодорожных туннелей, среди которых двухпутный туннель Дайоашан имеет длину 14,295 км и является десятым в мире по протяженности. В стадии сооружения находится метро в Шанхае общей протяженностью линий 176 км. Запроектирован и изготовлен специальный поезд для торкретирования внутренней отделки туннеля метро, в том числе с использованием фибробетона.

Заметны достижения китайской техники и в водохозяйственном строительстве, включая строительство дамб и плотин. Среди них интересна арочная

бетонная плотина на электростанции Квингхай Лонгянг высотой 178 м.

Из специальных сооружений последних лет следует отметить водонапорные башни, силосы, градирни, дымовые трубы и другие конструкции. Построен цилиндрический резервуар для хранения воды вместимостью 15 тыс. м³, градирни высотой 130 м, дымовые трубы достигают высоты 240 м. Телевизионная башня в Шеньяне имеет высоту 306,5 м, строящиеся телебашни в Пекине и Тяньцзине высотой соответственно 386,5 и 405 м будут иметь вертикальное преднапряжение.

Совершенно естественно, что все достижения китайского строительства базируются на широких исследовательских работах в области бетона и железобетона и созданных на этой основе нормах проектирования железобетонных конструкций, изданных в 1990 г. Наряду с лабораторными исследованиями ведутся обширные испытания натуральных образцов, включая обследование выдающихся зданий и сооружений.

Авторизованный перевод доклада
проф. Динг Дажуна выполнил
канд. техн. наук
В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ

УДК 691.4:688

Системы крепления защитно-декоративных штучных материалов

Американская фирма «Лэтикрит Интернейшнл», расположенная в г. Бетани (штат Коннектикут), уже более 30 лет является ведущим изготовителем различных клеящих и защитных композиций на основе цемента и полимерных связующих для крепления керамических, кирпичных, мраморных, каменных, дорожных и других штучных материалов. Здесь расположены основные подразделения фирмы, компьютерный центр и завод по приготовлению клеящих композиций. Такие же заводы и цехи имеются еще в шести городах США.

С участием фирмы почти в 60 пунктах различных стран мира налажены выпуск или продажа составов по лицензиям фирмы, в том числе в Англии, Австрии, Австралии, Германии, Индии, Канаде, Пакистане и др.

Постоянный рост объемов производства обеспечивается высокой конкурентоспособностью отделки керамической плиткой. Как показали сравнительные исследования, проведенные в 1985 г. независимой консультативной фирмой «Шарф-Годфри», среди семи наиболее популярных в США систем отделки наиболее экономичной с учетом всех затрат на расчетный 40-летний срок эксплуатации оказалась отделка стен керамической плиткой (3,1 дол/м² в год). Затем идут окрашенная каменная кладка (3,4), окрашенная штукатурка (4,4), мрамор (7,6), ткань (9,2 дол/м²).

Для полов наиболее экономична метлахская плитка (13,5), мозаичная керамическая плитка (13,7), глазурованная полая плитка (13,9), мозаичный пол с мраморной крошкой (15), вини-

ловое покрытие (16,1), ковровое покрытие (18 дол./м²) и т. д.

Сохранение лидирующих позиций фирмы в отрасли обеспечивается хорошо организованной и сбалансированной системой маркетинга, научных исследований и разработок, автоматизацией производства, непрерывным контролем качества всей продукции и тщательной работой с клиентами. Маркетинг оказывает решающее воздействие на все остальные службы и производство. Он во многом формирует исследовательскую и производственную программы. Фирма сориентирована на выпуск продукции как для строительных организаций, так и для широкого круга потребителей, выполняющих облицовочные работы собственными силами. Такая ориентация диктует выбор упаковки продукции, ее размеры, массу, комплектность сопутствующим инструментом и инструкциям по использованию, внешнюю привлекательность, безопасность производства работ и т. д. Служба маркетинга занимается рекламой продукции, обеспечением участия специалистов фирмы в соответствующих конференциях и симпозиумах, а также организацией собственных семинаров для разных контингентов клиентов и представителей фирмы в США и за рубежом.

На семинарах специалисты фирмы с помощью современных аудио-визуальных средств знакомят слушателей с новыми разработками, проводят практические занятия и обучение методам крепления плиточных материалов к разным основаниям. Авторы данной публикации приняли участие в подобном семинаре в г. Бетани в ноябре 1990 г.

В программу семинара входило знакомство с заводом фирмы. Он представляет собой типовое промышленное здание общей площадью 1500 м², на которой расположены отделения по приготовлению и расфасовке жидких и сухих компонентов, склад исходных материалов и тары, отделения по упаковке готовой продукции промышленного назначения и для розничной торговли, склады готовой продукции промышленного назначения и для индивидуальных заказчиков, ремонтный участок, бытовые помещения и лаборатория. Численность сотрудников, включая инженерно-технических работников, составляет 20 чел. Все производственные линии полностью автоматизированы, большинство процессов, включая поставку компонентов и отгрузку готовой продукции, контролируется ЭВМ. Благодаря продуманной и надежной системе утилизации газообразных и твердых отходов производства предприятие является экологически чистым.

По мнению руководства фирмы, главными ее достижениями пионерного характера являются широкое внедрение в практику строительства латексно-цементных растворов, что позволило уменьшить толщину слоя адгезива до 4...6 мм и снизить трудоемкость облицовочных работ, внедрение растворов на основе водорастворимых эпоксидных смол и создание собственной системы крепления штучных облицовочных материалов, которая признана и нашла распространение в мире.

Продукция фирмы безопасна для рабочих, потребителей и окружающей среды и удовлетворяет требованиям строительных и санитарных норм тех стран, где применяется. Все новые материалы фирмы проходят проверку в строительном исследовательском центре ЭМПА в Швейцарии.

Одним из ключевых подразделений фирмы является отделение исследований и развития, в сферу деятельности которого входят разработка новых и совершенствование существующих композиций. При этом регулярно проводится сравнительное изучение материалов конкурирующих фирм и достижений в смежных областях. Сотрудники отделения участвуют в создании нормативных документов в этой области.

Применительно к плиточным материалам в США действуют 18 стандартов Американского национального института стандартов (ANSI), определяющих требования к креплению плиток, клеящим композициям и безопасному ведению работ, 8 стандартов Американского общества испытания материалов (ASTM) и по одному стандарту ассоциации гипса и национальной ассоциации огнезащиты. Регулярно издается «Руководство по креплению керамических плиток», в редакционную коллегию которого входят специалисты известных научных, учебных и производственных организаций страны.

Указанные документы пересматриваются каждые 5 лет и принимаются на основе консенсуса участвующих в их разработке специалистов. Стандарты не имеют обязательной силы, но практически все фирмы строго следуют зафиксированным в них требованиям.

Одним из основных направлений в научных исследованиях фирмы является снижение толщины слоя адгезива. Если при традиционной толщине слоя 20...50 мм производительность укладки в смену составляет 7...10 м², то при толщине 4...6 мм она достигает 20...25 м². Применение таких адгезивов позволяет облегчать массу конструкций, облицовывать вертикальные и потолочные поверхности без фиксирующих приспособлений.

Непрерывный входной и выходной контроль качества на предприятиях фирмы позволяет давать гарантийный срок в 5 лет на все виды продукции, которую в целом можно разделить на 10 групп.

В первую группу добавок среди прочих входит латексная добавка «Лэ-тикрит 4237», объем выпуска которой составляет почти 80 % объема всех выпускаемых фирмой материалов. Жидкость Л-4237 содержит воду, латекс, пластифицирующие и ускоряющие или замедляющие твердение добавки. Клеящий раствор состоит из цемента, песка и жидкости Л-4237 в соотношении 3:3:1. Получаемый раствор при водопоглощении менее 4 % имеет прочность на сжатие свыше 35 и на растяжение свыше 3,5 МПа, твердость по Шору до 60 единиц. Начало и конец схватывания 1,5 и 3 ч соответственно. С составом легко работать, в том числе вручную, он пригоден для применения как внутри, так и снаружи зданий, температура эксплуатации —40...+100 °С. Жидкость Л-4237 выпускается в различной расфасовке от 1 до 250 л, а сухой компонент в мешках 6...50 кг.

Большой интерес представляет продукт Л-9235, создающий водонепроницаемое покрытие. Он состоит из суспензии латекса с различными добавками и армирующей синтетической ткани. Основой для нанесения могут служить фанера, сухая штукатурка, бетон, керамическая плитка, древесина. Приготавливается он следующим образом: жидкий компонент наносят кистью или валиком, по нему сразу же раскатывают армирующую стеклоткань, которую сверху перекрывают слоем жидкого компонента. После выдержки в течение 12...14 ч можно укладывать плитку, например на составе Л-4237.

По сравнению с традиционной битумной изоляцией, толщина которой может достигать 40...50 мм, данная система толщиной всего 2...4 мм обеспечивает абсолютную водонепроницаемость. Наличие в системе латекса делает ее деформативной, что позволяет перекрывать трещины в основании с раскрытием до 1,5 мм без нарушения герметичности всей системы.

Многолетняя проверка такой системы гидроизоляции в бассейнах и других емкостях подтвердила ее надежность. Фирма поставляет продукт Л-9235 в пластмассовых емкостях объемом 1,5...50 л в комплекте с рулонами армирующей стеклоткани и указанием площади, которую можно перекрыть данным объемом материала.

Несомненным достижением фирмы является создание химически стойких, высокопрочных клеящих составов на

основе модифицированных эпоксидных смол «Лэтэпокси» марок 100, 210 и 300. Одним из главных технологических достоинств этих составов является их водорастворимость в неотвержденном состоянии, что позволяет смывать водой подтеки на плитках и остатки смеси с рабочего инструмента. Продукты не имеют запаха, создают высокопрочные покрытия различной химической стойкости широкой цветовой гаммы, пригодные для применения в промышленном, гражданском и жилищном строительстве практически при любых подстилающих слоях.

Большой интерес представляет разработанная фирмой система восстановления полов и стен, получившая название «ПРО-ФЛОТ». На деревянный пол, старые плитки или плохой бетон укладывают гидроизоляцию из толя или пергамина, по ней — модульную полиэтиленовую сетку и затем раствор на продукте Л-4237 или Л-300 с добавкой рубленого стекловолокна толщиной слоя 6 или 12 мм. Таким образом получается жесткая и прочная армированная плита, не связанная со старым основанием. Расход раствора составляет 20 кг/м² при толщине 12 мм. После выдержки в течение 3...4 ч плиту

покрывают сверху керамической или какой-либо другой плиткой на продуктах Л-4237, Л-210 или Л-300.

Фирма имеет много разработок, находящихся широкое применение, в том числе системы полов с регулируемой звукоизоляцией, различные добавки для кладочных и штукатурных растворов, герметики для заполнения швов, несложные покрытия для палуб судов и других морских сооружений, средства для очистки плиточных материалов и т. п.

Перспективным является использование разработок фирмы в производстве легких ограждающих стеновых панелей «Лэтикрнт».

Конструкция панели представляет собой каркас толщиной 150 мм из профилированной стали, к наружной стороне которого болтами прикреплена цементно-стружечная плита толщиной 22 мм. На плиту наносят водонепроницаемую систему Л-9235 и по ней на продукте Л-4237 укладывают керамические отделочные плитки, кирпичные плитки или плиты из натурального камня. Внутреннюю часть металлического каркаса заполняют полимерным утеплителем, например пенополиуретаном. Такая панель в несколько раз легче

бетонной (32,2 кг/м²), максимальные размеры панели в плане 18×3 м. Панель прикрепляют к несущему каркасу сваркой или болтами.

Применение таких панелей позволяет значительно сократить сроки возведения объектов, массу и материалоемкость изделий. Наибольшее распространение они находят при реконструкции, так как замена бетонных панелей панелями «Лэтикрнт» позволяет увеличить этажность зданий без повышения нагрузки на фундамент.

О высокой репутации фирмы свидетельствуют те престижные объекты, на которых были применены материалы фирмы, например на целом ряде религиозных и культовых объектов на Ближнем Востоке и в Юго-Восточной Азии, на телевизионной башне в Романвилле (Франция) и т. п.

По мнению членов делегации, накопленный опыт и достижения фирмы «Лэтикрнт Интернейшнл» могут и должны быть использованы в строительной практике СССР, в том числе путем создания совместного предприятия.

Г. К. СОЛОВЬЕВ,
В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ,
кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

НОВОЕ ПОСОБИЕ по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций

В СССР выпускается более 30 млн. м³ различных предварительно напряженных железобетонных конструкций. Почти все заводы пользуются при этом «Руководством по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций», разработанным НИИЖБом и изданным в 1975 г.

За прошедшие годы произошли значительные изменения в рассматриваемой области: переработаны все стандарты, технические условия; освоено производство новых классов арматурных сталей; созданы новые машины для заготовки и натяжения арматуры и т. д.

НИИЖБ подготовил новое Пособие по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций, которое состоит из 185 страниц машинописного текста с 35 рисунками и 31 приложения (97 страниц) с 45 рисунками.

Используя Пособие, можно сократить трудозатраты, улучшить качество изделий, уменьшить процент брака, увеличить объем производства при том же расходе цемента.

По заявкам организаций НИИЖБ готов передать рукопись Пособия по договорной цене 2,2 тыс. р. Пособие будет направлено заказчику не позднее чем через месяц после перевода денег на счет Института. Кроме того, НИИЖБ может заключить с заинтересованной стороной договор на оказание консультативной помощи.

Адрес НИИЖБа: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6. Расчетный счет № 585804 в Волгоградском отделении Промстройбанка г. Москвы, МФО 20101.

В н и м а н и ю организаций и специалистов!

Экспресс-анализ свойств стержневой арматуры, используемой в монтажных петлях и арматурных изделиях железобетонных конструкций, включая: временное сопротивление разрыву, предел текучести, относительное удлинение, склонность к хрупким разрушениям (монтажных петель), химический анализ и металлографическую оценку качества стали с выдачей соответствующего сертификата, выполняет по разовым заказам или по долгосрочным договорам (сервисное обслуживание) НИИЖБ Госстроя СССР.

**Обращаться: 109428, Москва, 2-я Институтская, 6. Сварка, 10-7.
Тел. 174-81-02, 174-85-93**

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.072.2.046

Розенберг М. Я., Багашвили Э. Ш. Работа ригеля каркаса первого этажа многоэтажного панельного здания // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 3—4

Рассмотрены особенности работы ригеля в составной конструкции «многоэтажная панельная диафрагма — ригель — колонны». Даны рекомендации по расчету и конструированию. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.33

Лемыш Л. Л. Перераспределение и регулирование усилий в рамных каркасах многоэтажных промзданий // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 5—7

Изложены основные положения по проектированию рамных железобетонных каркасов многоэтажных промзданий с учетом перераспределения и регулирования усилий с целью достижения максимального технико-экономического эффекта. Приведены рекомендации по расчету каркасов с учетом всевозможных факторов, влияющих на перераспределение усилий, а также рекомендации по конструированию узлов и элементов каркаса, позволяющие реализовать преимущества его работы. — Ил. 3. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.35+45

Додонов М. И., Хормиз Н. Д. Прочность монолитных плит по стальным профилированным настилам при локальных нагрузках // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 8—9

На основе кинематического метода предельного равновесия получены расчетные формулы для оценки прочности монолитных плит по стальным профилированным настилам. Приведено сравнение расчетных и опытных данных и установлено их хорошее совпадение. — Ил. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073:691.327:666.973.2

Спивак Н. Я., Строггин Н. С., Рузиев Х. Р. Особенности проектирования состава керамзитобетона для однослойных панелей наружных стен в условиях жаркого климата // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 9—10

Проектирование состава керамзитобетона для однослойных наружных стен, эксплуатируемых в условиях жаркого климата, связано с обеспечением наибольшего затухания теплового потока по толщине стены и уменьшением амплитуды колебания температуры внутренней поверхности наружной стены. При этом использованы планирование эксперимента и вариантный расчет результатов на ЭВМ. — Ил. 1, табл. 4. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 693.547.3

Применение пластификатора СФС в качестве противоморозной добавки для бетона / С. С. Дьяченко, А. А. Федоров, В. Ф. Каминский, Е. В. Вержановская // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 11—12

При изготовлении монолитных конструкций в зимних условиях (при температуре —10 °С) предложено использовать в качестве противоморозной добавку СФС, обеспечивающую получение долгонезамерзающей пластичной смеси. Для набора бетоном на вторые сутки после укладки прочности (60...70 % марочной), позволяющей производить последующее создание монолита, предложено подвергнуть уложенную смесь термообработке. — Ил. 3, табл. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.2

Морозов А. Н. Расчет прочности газобетонных конструкций на действие поперечных сил / Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 13—14

Рассмотрено плоское напряженное состояние газобетона при возникновении наклонной трещины и у ее вершины при разрушении, на основе чего предложено определять поперечную силу по предельному состоянию нормального сечения, проходящему через вершину наклонной трещины в зависимости от пролета среза и прочности газобетона. — Табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.46.072.2

Старик И. Н. Работа продольной арматуры в наклонной трещине // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 15—17

На основании экспериментальных исследований установлен характер возникновения и развития сил зацепления. Установлено влияние, которое оказывают силы зацепления на прочность изгибаемых элементов по наклонным сечениям. Предложен приближенный метод определения нагельного эффекта продольной арматуры. — Ил. 4. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.973.2

Золотелочные бетоны / Л. И. Дворкин, А. В. Мироненко, В. М. Орловский, И. Г. Пресман // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 18—20

Приведены результаты разработки бесцементного вяжущего на основе золы уноса и каустифицированного содового плава. Золощелочное вяжущее не требует помола, экономично. Золощелочные бетоны классов В7,5...В22,5 по долговечности близки к бетонам на шлакопортландцементе. Разработаны также чистые золощелочные бетоны. — Табл. 4. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.115:674.816.2

Касимов И. К., Тулаганов А. А., Абдукаимов Ш. Т. Особенности получения арболита на основе гуза-пан // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 20—22

Проанализировано использование гуза-пан для получения арболита. Представлены результаты экспериментальных исследований влияния подготовки гуза-пан, вида и количества добавок, режима тепловлажностной обработки и содержания составляющих арболита на его прочность. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.012.45(510)

Динг Да жун. Развитие бетона и железобетонных конструкций в Китае // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 27—28

Изложены основные сведения по объемам и номенклатуре применяемых в строительстве Китая бетонных и железобетонных конструкций, даны основные параметры наиболее выдающихся зданий и сооружений.

CONTENTS

Ezhov V. B., Kolpashtchikova E. T. Ways of cement saving in enterprise technology
 Rozenberg M. Ya., Bagashvili E. Work of principal beam of frame in ground floor of multi-storeyed panel building
 Lemys L. L. Re-distribution and regulation of efforts in frames of multi-storeyed buildings
 Dodonov M. I., Khormiz N. D. Strength of monolith slabs on steel profiled floors under local loading
 Spivak N. Ya., Strongin N. S., Ruziev Kh. R. Peculiarities of design of keramsite-concrete composition for one-layer panels of external walls in conditions of torrid climat
 Djatchenko S. S., Pheudorov A. A., Kaminsky V. Ph., Verzhanovskaja E. V. Application of superplasticizer SPHS in quality of antifrost admixture for concrete
 Morozov A. N. Calculation of strength of gas-concrete structures on the action of transversal forces
 Starishko I. N. Work of longitudinal reinforcement in inclined crack
 Dvorkin L. I., Mironenko A. V., Orlovskij V. M., Presman I. G. Ashes-alkaline concretes
 Kasimov I. K., Tulaganov A. A., Abdoukamilov Sh. T. Peculiarities of receipt of arbolith on the basis of "guza-pai"
 Vajner Ya. G. On unsuccessful typification of concrete
 Serykh R. L., Tschistjakov E. A., Kramer V. G. The 27th plenary Session of European Concrete Committee
 Skorobogatov S. M. Session of FIP National Committee
 Ding Dazhun. Development of concrete and reinforced concrete structures in China
 Solovjev G. K., Trambovetskij V. P. Systems of fastening of protective-decorative pieces

CONTENU

Ezhov V. B., Kolpachtchikova E. T. Les voies d'économie de ciment dans la technologie d'usine
 Rozenberg M. Ya., Bagachvili E. Le service de poutre principale dans le carcasce de rez-de-chaussée du bâtiment en panneaux en plusieurs étages
 Dodonov M. I., Khormiz N. D. La résistance des dalles monolithes sur les planchers profilés en acier sous les charges locales
 Spivak N. Ya., Stronghine N. S., Rouziev Kh. R. Les particularités de conception de la composition du béton de këramsite pour les panneaux à une couche pour les murs externes dans les conditions du climat torride
 Djatchenko S. S., Pheudorov A. A., Kaminsky V. Ph., Verzhanovskaja I. V. L'application de superplastifier SPHS en qualité d'adjuvant antigel pour le béton
 Morozov A. N. Le calcul de la résistance des structures en béton au gaz sur l'action des forces transversales
 Starichko I. N. Le service des armatures longitudinales dans la fissure inclinée
 Dvorkine L. I., Mironenko A. V., Orlovsky V. M., Presman I. G. Les bétons avec les cendres-alkalis
 Kassimov I. K., Toulaganov A. A., Abdoukamilov Ch. T. Les particularités de l'obtention d'arbolithe sur la base de "gouza-pai"
 Vajner Ya. G. Sur le passage manqué à la typisation des bétons
 Serykh R. L., Tschistjakov E. A., Kramar V. G. La 27^{ème} Session plénière du Comité Européen du Béton
 Skorobogatov S. M. La Session du Comité National de la FIP
 Ding Dazhoun. Le developpement du béton et des structures en béton armé dans la Chine
 Solovjev G. K., Trambovetsky V. P. Les systèmes de fixation des pièces de protection-ornement

INHALTSVERZEICHNIS

Jeshow W. B., Kolpastchikowa Je. T. Wege für Zementersparung bei Werktechnologie
 Rosenberg M. Ja., Bagaschwili E. Verhalten des Skelettriagels im Erdgeschoss des mehrgeschossigen Plattengebäudes
 Lemusch L. L. Umlagerung und Pegelung der Kräfte in Rahmenskeletten der mehrgeschossigen Gebäude
 Dodonow M. I., Chormis N. D. Festigkeit der monolithischen Platten nach profilierten Stahlbelägen unter lokalen Belastungen
 Spivack N. Ja., Strongin N. S., Rusijew Ch. P. Projektierungsbesonderheiten der Keramzitbetonzusammensetzung für einschichtige Platten von Aussenwänden unter heissen klimatischen Verhältnissen
 Djatschenko S. S., Fjodorow A. A., Kaminskij W. F., Werschanowskaja Je. W. Anwendung des SFS—Plastifikators als Frostschutzzusatzmittel für Betone
 Morosow A. N. Festigkeitsberechnung von Gasbetonkonstruktionen auf Querkraftwirkung
 Starischko I. N. Verhalten der Längsbewehrung im Schrägriss
 Dworkin L. I., Mironenko A. W., Orlovskij W. M., Presman I. G. Aschenalkalibetone
 Kassimow I. K., Tulaganow A. A., Abdoukamilow Sch. T. Herstellungsbesonderheiten des Arbolits auf Grundlage von Gusa-Paii
 Weiner Ja. G. Misslungener Übergang zu Betonklassen
 Serych R. L., Tschistjakow Je. A., Kramarj W. G. Die 27-e Plenarsitzung des EKB
 Skorobogatov S. M. Sitzung des Nationalkomitees der FIP
 Ding Dashun. Entwicklung von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen in China
 Solowjow G. K., Trambowezkij W. P. Befestigungssysteme von stückigen Schutz-Sichtflächenmaterialien.

Редакционная коллегия: В. Н. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. Н. Буракас, В. В. Грамь, П. А. Демянук, В. Г. Довжик, Ф. А. Исстерс, Б. Н. Кормилицын, Р. Л. Манлин, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, Н. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубио, Ю. Г. Хаятия, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербатов

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 11.03.91. Подписано в печать 25.04.91. Формат 60×88¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,51. Тираж 10 391. Заказ 5453. Цена для индивидуальных подписчиков 80 к., цена для предприятий и организаций — 1 р. 40 к.

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

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

РОЛИКОВАЯ УСТАНОВКА ДЛЯ ФОРМОВАНИЯ БЕТОННЫХ ПЛИТ

Технология предназначена для изготовления мелкоштучных изделий (тротуарных плит, декоративных плит для полов и отделки цоколей, а также элементов ступеней, кирпича, черепицы и других подобных изделий толщиной 20—80 мм) и позволяет:

- широко использовать шлаки, золы, различные виды отходов и другие местные материалы
- отказаться от дорогостоящего импортного оборудования
- получать мелкозернистые и декоративные бетоны классов В25—В35 при расходе цемента, не превышающем нормативный
- обеспечить высокую однородность структуры и морозостойкость (F450—F600) бетона
- обеспечить высокую декоративность изделия с поверхностью, имитирующей природный камень, а также высокую износостойкость (истираемость в 3—4 раза выше, чем у вибробетонов) изделий
- получать экономию от 4 до 12 руб на 1 м³ изделий

Возможные формы сотрудничества:

- заключение договоров на передачу разработки, в том числе технической документации
- оказание технической помощи при изготовлении оборудования и внедрении технологии
- помощь в размещении заказов на изготовление оборудования



**По всем вопросам обращаться
в НИИЖБ Госстроя СССР
по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6.
Т е л е ф о н ы: 174-83-42, 174-85-71.**

Совет московской областной организации ВНТО строителей

18—21 марта 1991 г. в Москве в Доме научно-технической пропаганды им. Ф. Э. Дзержинского состоялся всесоюзный научно-технический семинар

«ФОРМЫ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА»,

одним из учредителей которого является совет московской областной организации ВНТО строителей.

Были заслушаны и обсуждены доклады ведущих специалистов Москвы и области, Риги, Новосибирска, Тулы, Красноярска, Луганска, Курска, Сыктывкара и ряда других городов страны.

Рассматривался широкий круг вопросов, таких как

- оценка состояния парка форм
- задачи его совершенствования
- автоматизированное проектирование стальных форм и оснастки
- цельносварные формы и их преимущества
- формы с упругоработающими элементами
- формы-вагонетки
- уменьшение расхода энергии при снижении массы форм и т. д.

Организаторы семинара предоставили возможность слушателям посетить с экскурсиями передовые предприятия, КБ и НИИ.

Во время учебы была представлена небольшая выставка литературы по рассматриваемым вопросам. Особый интерес вызвал дайджест по страницам журнала «Бетон и железобетон».

Совет московской областной организации ВНТО строителей принимает заявки на приобретение дайджеста. *Обращайтесь по адресу: 103062, Москва, Подсосенский пер., 25, строение 3. Контактный телефон: 297-88-46, главный инженер Степанов Евгений Яковлевич.*

Пресс-центр