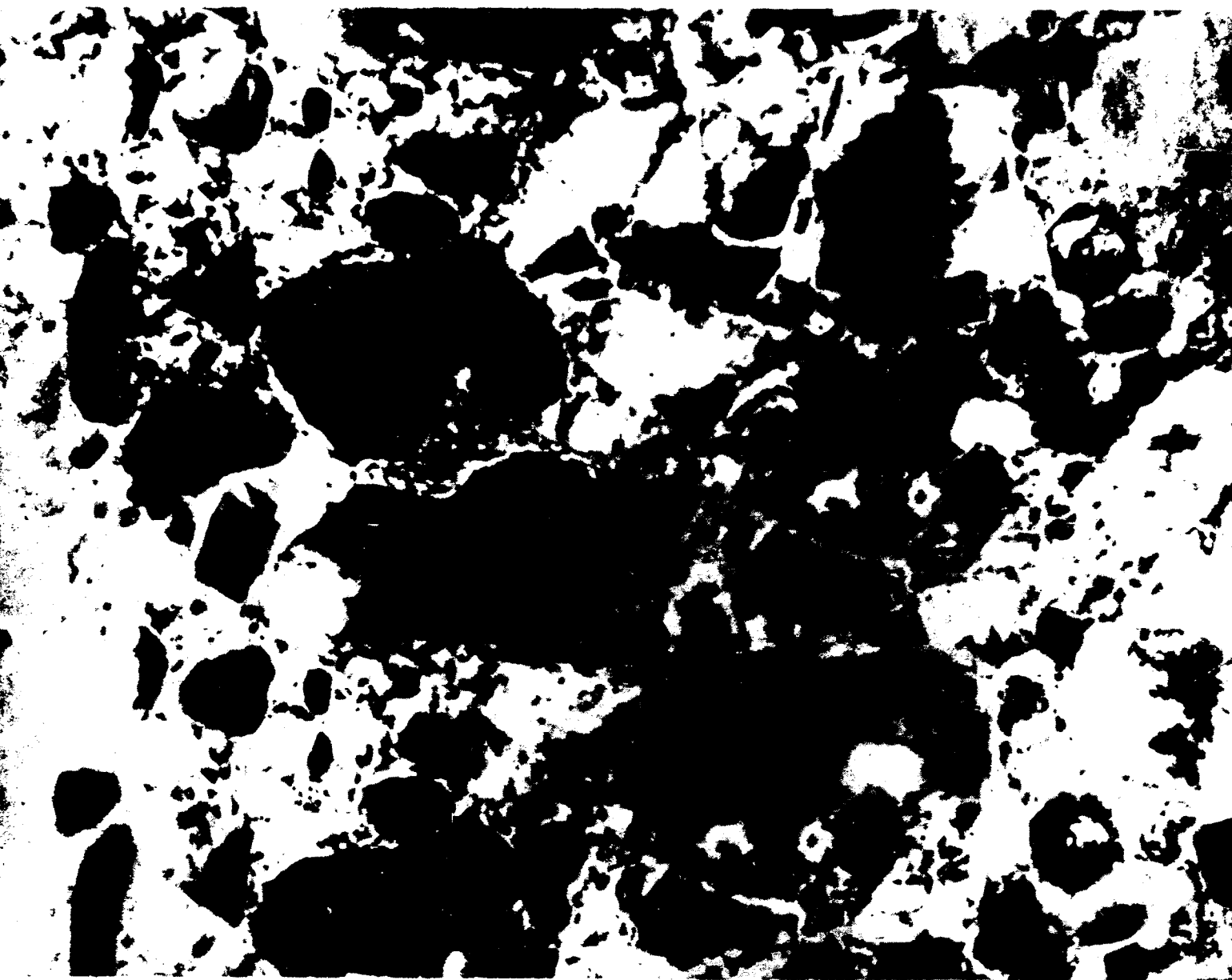


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН **11** 1990



**Научно-производственное предприятие
«СВІТАНОК»
предлагает новые вибрационные мельницы,
а также установки по производству мелкодисперсных
многокомпонентных гомогенных материалов.**

Мельницы являются самым эффективным типом измельчителя на операциях сверхтонкого помола материалов. Удельная поверхность измельченного материала может достигать 5000...7000 см²/г.

Предлагаются мельницы разных модификаций с вместимостью контейнера от 100 до 2000 дм³ и низкой металлоемкостью, которые могут работать как в непрерывном, так и в циклическом режимах, легко встраиваются в технологические потоки.

По желанию заказчика мельницы могут комплектоваться вибрационными питателями.

Возможность проведения двухстадийного измельчения материалов в одной мельнице с одновременной гомогенизацией позволила создать на базе мельниц компактные установки по производству мелкодисперсных многокомпонентных гомогенных материалов, которые, в частности, могут быть использованы для производства цветных цементов, вяжущих низкой водопотребности и т. п.

Наше предприятие разрабатывает технологии, техническую документацию, а также изготавливает и осуществляет авторский надзор за внедрением вибромельниц и установок на их основе.

*Более точную информацию Вы можете получить по адресу:
290057, г. Львов-57, ул. Пушкина, 103, НПП «Світанок».*

Содержание

Тимофеев Ю. Л. Пути технического перевооружения предприятий строительной индустрии	2
Экономия ресурсов	
Тихонов И. Н., Леви М. И., Соколов В. П., Никольский В. А., Чебыкин Б. А., Пономарев С. А. Применение стали класса Ат-IVC при производстве панелей перекрытий жилых домов	4
Конструкции	
Бердичевский Г. И., Гершвальд В. С., Шатилов С. Н. Оценка осевого обжатия виброгидропрессованных труб	5
Курбатов О. А., Миронков Б. А., Лубо Л. Н., Григорьев В. И., Гринченко М. Б. Новый тип структурных плит покрытия с металлическим нижним поясом	8
Бетоны	
Шурыгин В. П., Ткаченко Г. А., Петров В. П., Романенко Е. Ю. Свойства центрифугированных бетонов с комбинированным заполнителем	11
Кириллов А. П., Багрий Э. Я., Заялов В. Н. Ползучесть бетона в условиях двухосного сжатия	13
Путляев И. Е., Давидюк А. Н., Саакян Э. Р., Арутюнян М. Р. Легкие бетоны на пеностеклогрануляте	15
Заводское производство	
Бойко В. Е., Шастун В. Н., Муха Ю. М., Цыро В. В. Совершенствование компоновочных схем кассетно-конвейерных линий	17
Гулин С. Д., Кулапов А. Н., Сорокин А. А. Совершенствование технологии приготовления бетонных и растворных смесей	19
Строительное производство	
Табелев В. Д., Бондарев В. А., Антошин В. В. Высокотемпературная пайка при монтаже конструкций	20
Андреев С. И. Приспособление для перемещения сантехкабин под перекрытия	22
В помощь проектировщику	
Васильков Б. С., Макаров Г. И. Исследование плит перекрытий на свайных опорах	23
Болдышев А. М., Плевков В. С. Расчет прочности нормальных сечений железобетонных элементов	25
Вахненко П. Ф. Граничная высота сжатой зоны при сложных деформациях	27
Гвелесиани Л. О., Пирадов К. А. Развитие трещин при длительном нагружении	29
Орленко А. Н., Емишев М. В. Расчет изгибаемых элементов на динамические нагрузки по предельным состояниям	30
В помощь работникам лабораторий	
Зубков В. А., Семерков И. В. Повышение точности определения скорости ультразвука в бетоне	32
Вопросы реконструкции	
Третьяков О. Е., Тарасов И. О. Применение НЦ для усиления сборно-монолитных конструкций	33
Использование промышленных отходов	
Зоткин А. Г. Сравнение различных способов назначения расхода золы в бетоне	34
Перцов И. З., Скорина О. Т., Съемщиков С. Е. Использование шлаков огневого обезвреживания осадков сточных вод гальванического производства	36
Теория	
Гуща Ю. П., Ларицева И. Ю., Рыбалка А. Н. Расчет деформаций и ширины раскрытия трещин преднапряженных изгибаемых элементов при разгрузении	37
Долговечность	
Тихомирова Н. Ф., Власичева Л. Г. Нормирование агрессивности сульфатных растворов с учетом вида катиона	40
Стандарты и нормативные документы	
Иванов Ф. М., Розенталь Н. К. Оценка воздействий внешней среды на бетон в нормативных документах	42
Библиография	
Галлямов Р. М. Полезная книга	44
Зарубежный опыт	
Трамбовецкий В. П. Бетон в высотном строительстве США	45



Ю. Л. ТИМОФЕЕВ, инж. (Ростовский проектно-конструкторский ин-т с опытным производством)

Пути технического перевооружения предприятий строительной индустрии

В последнее десятилетие фактические годовые темпы роста производительности труда в строительстве не превышали 1,5...2 %, себестоимость конечной продукции возросла на 25...30 %.

Одной из основных причин низкой эффективности строительства является несовершенство экономических отношений в отрасли.

В частности, рентабельность предприятий строительной индустрии по производству сборного железобетона оценивали по валовым показателям без учета экономического и технического уровня продукции за рубежом. Анализ фактической выработки на заводах сборного железобетона в целом по стране, в среднем, не превышает 240...250 м³ в год на одного работающего. В отдельных регионах страны она колеблется от 145 до 214 м³. Эти показатели в 4...5 раз ниже показателей передовых строительных фирм США, ФРГ, Японии.

В условиях перехода на новые методы хозяйствования в строительстве необходимо изменить техническую базу строительной индустрии по выпуску сборных железобетонных конструкций. Она должна обеспечивать гибкое реагирование на конъюнктуру рынка сбыта путем изменения номенклатуры изделий в короткие сроки и без значительных капитальных затрат. Высокая степень адаптации заводской технологии возможна лишь на основе применения гибких автоматизированных технологий.

Решение этой проблемы связано с разработкой и внедрением гибкой автоматизированной системы проектирования, производства и монтажа строительных конструкций, конечным результатом которой является сокращение инвестиционного строительного цикла в 3...4 раза.

Интенсификация строительства с использованием гибких автоматизированных производств из-за значительной стоимости систем требует обеспечить высокую концентрацию технологических процессов, их унификацию и четкую специализацию.

Типовые конструкции одноэтажных промышленных зданий не могут быть основой таких производств, так как они

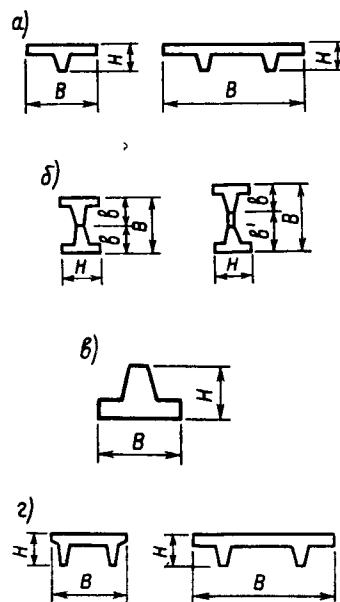


Рис. 1. Линейные элементы одноэтажных промышленных зданий свободной планировки

а — стены размером 170...300×30...90×300...1200 см; б — колонны размером 40...180×30...70×300...1800 см; в — балки размером 40...60×30...90×600...1800 см; г — покрытия размером 170...300×30...120×300×2400 см

типизированы в рамках модульной системы здания, но имеют по отношению друг к другу противоположные признаки по геометрии, армированию и способам формования.

Наиболее полно решить эту задачу можно на основе принципов подобия систем, как системообразующих факторов, обеспечивающих разработку и внедрение гибких автоматизированных систем при производстве элементов зданий и сооружений.

Критерием подобия строительных конструкций, изготавливаемых на гибких автоматизированных линиях, может служить масштабный коэффициент геометрического подобия M_r . На рис. 1 приведена номенклатура сборных преднапряженных железобетонных элементов с $M_r=3$. На рис. 2 показан пример решения одноэтажного промышленного блока свободной планировки из сборных железобетонных линейных элементов.

Вариантное проектирование таких зданий учитывает не только требования по оптимальному размещению технологии, но и сроки его амортизации, долговечность, требования по трансформации производственного объема в процессе эксплуатации.

Изготовление линейных железобетонных конструкций предусматривается на гибких автоматизированных линиях, которые размещаются в типовом пролете шириной 24 м и могут быть использованы при реконструкции действующих заводов Стройиндустрии.

Основой для таких линий могут служить протяженные термоподдоны

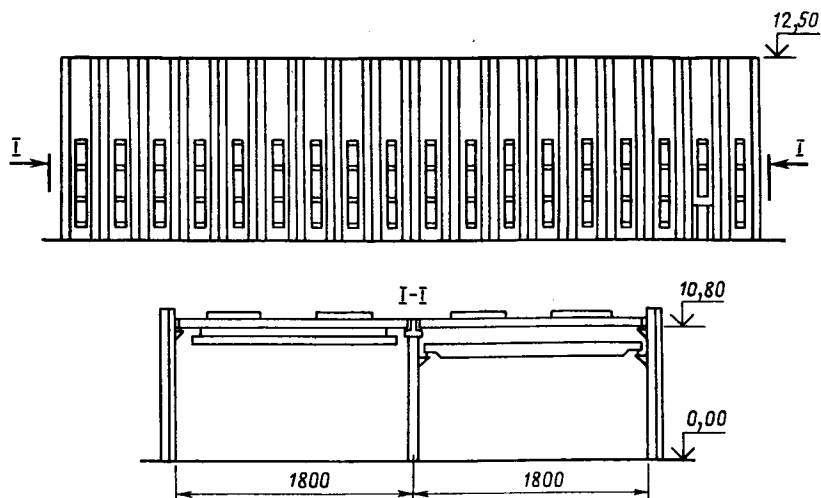


Рис. 2. Одноэтажный промышленный блок свободной планировки

с изменяющейся геометрией форм продольных ребер, оснащенные роботизированным комплектом машин: транспортных, арматурно-намоточных, бетоноукладочных.

Высокая степень унификации линейных железобетонных конструкций на основе геометрического подобия поперечных и продольных сечений элементов, а также систем их армирования и методов формования, позволяет сосредоточить в пределах одного типового пролета гибкое автоматизированное производство одноэтажных промышленных зданий комплектной поставки объемом 60...120 тыс. м³ изделий в год, поднять выработку в натуральных показателях до 1200 м³ в год на одного работающего. Учитывая, что в настоящее время выработка на предприятиях стройиндустрии, занятых производством промышленного железобетона, в среднем, составляет 200 м³ в год, производительность труда при внедрении новой технологии возрастет в 4...6 раз.

При этом в результате переналадки линий в течение 1...2 смен обеспечивается полная сменяемость номенклатуры изделий с изменением физико-механических характеристик бетона, утепляющих материалов и т. д.

Возникает возможность оптимизации конструктивных элементов зданий и сооружений с использованием вычислительного технологического комплекса и учетом конкретных нагрузок и свойств используемых материалов.

Монтажную технологичность модели здания из линейных железобетонных конструкций оценивали по группе основных показателей, в том числе по однородности планировочных решений, обеспечивающих поточное строительство, по размерам планировочных ячеек, определяющих выбор монтажных механизмов, по массе монтажных элементов и общего их числа, характеризующих трудоемкость монтажа и загрузку кранов.

Проведенный анализ показал, что производительность труда при возведении каркаса здания из таких элементов возрастает в 2,5...3 раза в результате укрупнения монтажных элементов, повышения степени заводской готовности изделий, механизации и автоматизации отдельных монтажных операций. В стеновых панелях, колоннах, плитах покрытия на пролет предусматриваются элементы, которые в сочетании с лазерными двухкоординатными измерителями смещений и задатчиками вертикали позволят вести координатный монтаж как манипуляторами, так и традиционными кранами.

Конструктивный анализ зданий из

линейных железобетонных элементов выполняли на основе типового температурного блока при размере плит покрытия на пролет 3×18 м, шаге средних колонн 12 м. Плиты покрытия с сечением 2Т являются ригелями поперечной рамы. По крайним рядам они опираются на несущие панели стенового ограждения типа 2Т вертикальной разрезки. По средним рядам предусмотрены колонны прямоугольного или двутаврового сечений. При компоновке конструкций сжатые зоны изгибаемых элементов покрытия размещены в одном уровне, что позволяет увеличить жесткость всего диска покрытия и свести до минимума дополнительные усилия от местного крутящего момента и изгиба из плоскости. Для этого продольная несущая балка, выполняющая роль подстропильной конструкции, была принята с тавровым поперечным сечением полкой вниз.

Стеновые панели типа 2Т ориентированы ребрами наружу, что позволяет уменьшить эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки от покрытия относительно центра тяжести сечения стенового элемента, увеличивает свободное пространство внутри производственного помещения.

Боковое естественное освещение осуществляется через проемы в полках стеновых панелей, верхнее — зенит-

ными или светоаэрационными фонарями. Для этого в местах опирания фонарей предусмотрена установка П-образных линейных плит на пролет.

Наиболее рациональная область применения линейных железобетонных конструкций — бескаркасные здания. Однако учитывая, что переход от опорных и подвесных кранов на альтернативные виды технологического транспорта будет осуществляться постепенно, предусмотрено крепление путей опорных или подвесных кранов к ребрам стеновых панелей или панелей покрытия.

Благодаря принятому сочленению конструкций покрытия можно транспортировать грузы с помощью подвесного кранового оборудования из пролета в пролет, что улучшает технологические возможности производственного процесса.

Опыт строительных организаций ТСО Ростовстрой Минюгстроя СССР при возведении быстромонтируемых бескаркасных зданий и встроенных помещений из линейных железобетонных элементов типа Т, 2Т подтверждает их высокую монтажную технологичность и эффективность (см. рис. 2).

Общая трудоемкость возведения быстромонтируемых бескаркасных зданий при традиционных методах монтажа на 26 % ниже, чем зданий из типовых конструкций, при этом сметная стоимость снижается на 6 %.

В ВНТО стройиндустрии

4 октября 1990 г. состоялся пленум ВНТО строительной индустрии. Он одобрил основные направления перестройки деятельности общества, постановил созвать внеочередной, X съезд ВНТО строительной индустрии 12 декабря 1990 г. в Москве.

Для подготовки проекта нового Устава общества создана рабочая группа во главе с председателем Центрального правления ВНТО В. Н. Ганиным.

И. Н. ТИХОНОВ, М. И. ЛЕВИ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ); В. П. СОКОЛОВ, В. А. НИКОЛЬСКИЙ, Б. А. ЧЕБЫКИН, С. А. ПОНОМАРЕВ, инженеры (ТСО Куйбышевстрой)

Применение стали класса Ат-IVC при производстве панелей перекрытий жилых домов

Использование стали класса Ат-IVC для армирования железобетонных конструкций без предварительного натяжения вместо стали класса А-III позволяет снизить металлоемкость до 20 %, получить экономическую эффективность до 15 р. на 1 м³ железобетона [1]. В связи с освоением производства арматурной стали класса Ат-IVC диаметром 6 и 8 мм появилась возможность применять ее в железобетонных конструкциях крупнопанельного жилищного домостроения. Для технико-экономического обоснования использования такой стали в панелях перекрытий жилых домов серии 90 произвели статический расчет на ЭВМ по программному комплексу «МИКРОН — ЕС» методом конечных элементов с учетом физической нелинейности с использованием модели деформирования, разработанной в НИИЖБе. В результате установлена возможность экономии до 20 % металла.

На заводе ЖБИ-1 ДСК ТСО Куйбышевстрой отработали технологию правки, резки и сварки в сетки арматуры класса Ат-IVC, изготовленной на Криворожском металлургическом комбинате. При этом испытывали отдельные стержни до и после правки, а также крестообразные сварные соединения, вырезанные из сеток (рис. 1). Какого-либо влияния технологического передела на прочность стали класса Ат-IVC не установлено. В то же время следует отметить у этой стали отсутствие физического предела текучести и достаточно высокое отношение $\sigma_0/\sigma_{0,2}=1,3...1,4$ в отличие от аналогичной арматуры других заводов [2].

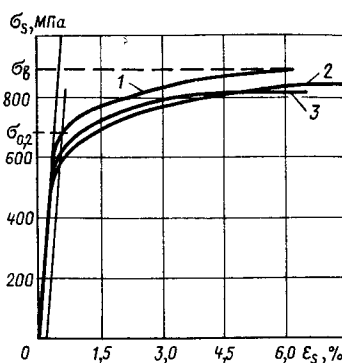


Рис. 1. Диаграммы растяжения арматурной стали Ø 6 Ат-IVC

1 — перед правкой; 2 — после правки; 3 — со сварным крестообразным соединением с Ø5 Вр-1

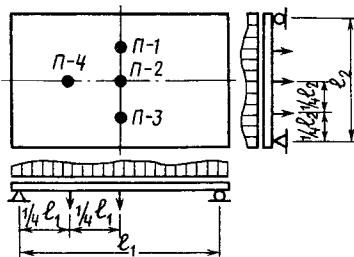


Рис. 2. Схема расстановки прогибмеров

Для оценки эксплуатационных качеств панелей перекрытий с армированием сталью класса Ат-IVC изготовили и испытали партию из четырех опытных конструкций. Панели имели проектные размеры в плане 5700 × 3600 мм, толщину $h=12$ мм и защитный слой $a=2$ см панелей с кубиковой прочностью бетона 19,2 МПа или на стенде для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости, а дру-

гую проверяли на транспортные, монтажные и эксплуатационные нагрузки. Опытные конструкции изготавливали на двухъярусном прокатном стане в потоке производства типовых панелей перекрытия, с технологическими режимами виброуплотнения и термообработки принятыми на заводе. Опытные панели отличались от типовых использованием в арматурных сетках стержней из стали класса Ат-IVC вместо А-III, шагом их расположения 200 вместо 150 мм, а также армированием по длинному пролету проволокой Вр-1 меньшего диаметра (см. таблицу).

Испытания панелей по прочности, жесткости и трещиностойкости проводили в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—85 и указаний рабочих чертежей конструкций. Панели на стенде опирались по четырем сторонам через катки и шары, обеспечивающие несмещаемость плит и свободу перемещения всех точек контура для исключения распора. Для создания испытательной нагрузки использовали штучные грузы. В ходе экспериментов зафиксировали прогибы панелей, осадку опор, образование и раскрытие трещин (рис. 2). После испытаний определяли толщину защитного слоя бетона (см. таблицу). В соответствии с рабочими чертежами при расчете панелей без учета собственной массы (3 кН/м²) приняли нормативную нагрузку 2,4, расчетную 3,3 кН/м².

Характер развития прогибов в первой и второй панелях резко отличался (рис. 3). При нагрузке 70 % разрушающей на графике развития прогибов второй панели отмечалось значительное их увеличение. На этой же ступени наблюдалось резкое образование и раскрытие трещин шириной до 0,5 мм. До этой ступени осмотром нижней поверхности панели трещин не обнаружено. На поверхности первой плиты силовые трещины появились также только при нагрузке 67 % предельной.

Резкого увеличения прогибов на всех этапах нагружения этой панели не наблюдалось. Происходило плавное раскрытие трещин вплоть до достижения максимальной нагрузки. Первую панель при нагрузке 8,65 кН/м², превышающей расчетную в 2,62 раза, оставили с грузом на 16 ч. За это время прогибы и трещины значительно увеличились, но панель не опустилась на страхующие опоры и таким образом не была доведена до полного разрушения. Вторая панель при нагруз-

Марка плиты	Армирование		l, мм	q, кН/м ²	h ^{ср} , см	a ^{ср} , см
	типовое	в опытных плитах				
П-3-1	38Ø6 А-III/18Ø5 Вр-1	29Ø6 Ат-IVC/18Ø4 Вр-1	1,6	8,65	12,6	2
П-3-2			1,1	8,28	11,8	4

Примечание. 1. Перед чертой — по короткому пролету, после черты — по длинному.

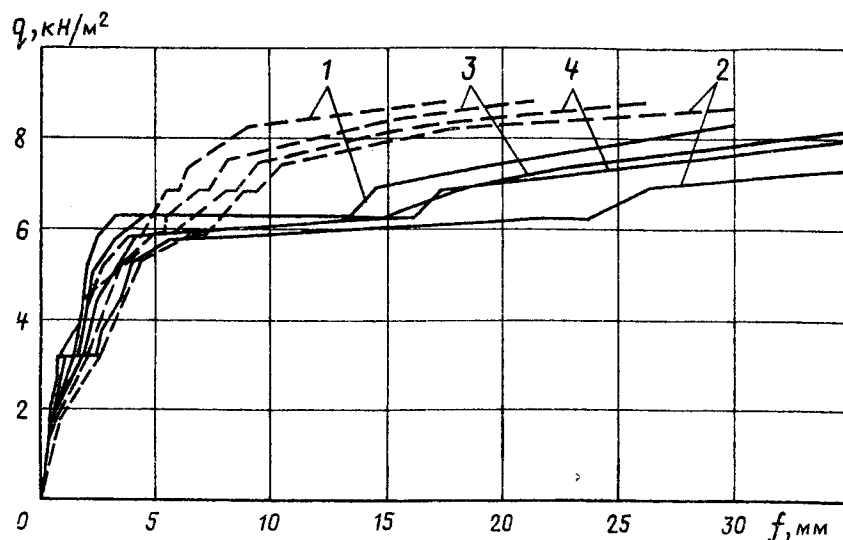


Рис. 3. Прогибы панели
П-3-1 (—) и П-3-2 (---) 1 — П-1; 2 — П-2; 3 — П-3; 4 — П-4

ке 8,28 кН/м², превышающей расчетную в 2,51 раза, плавно опустилась на страхующие опоры, что объясняется большей толщиной защитного слоя бетона при меньшей толщине панели. В предельной стадии нагружения углы опытных плит поднялись от опор на 5...7 мм. Прогиб при кратковре-

менной нормативной нагрузке для первой плиты составил 1,6, для второй 1,1 мм (1/2200 и 1/3200 пролета). Таким образом опытные панели имели большой запас по прочности, жесткости и трещиностойкости.

За двумя другими опытными панелями наблюдали на всех этапах изго-

товления, транспортировки, монтажа и эксплуатации. Панели перевозили панелевозом на расстояние около 15 км. Монтаж осуществляли с помощью кантователя и специальной траверсы. Каких-либо значительных дефектов на потолочной поверхности панелей не обнаружено.

Выводы

Показана возможность применения для армирования ненапряженных железобетонных панелей перекрытия жилых домов арматурной стали Ø 6 Ат-IVC. Установлена достаточная надежность таких панелей по прочности, жесткости и трещиностойкости на эксплуатационные, транспортные и монтажные нагрузки. Экономия арматурной стали может достигать 20 %.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мадатян С. А. Перспективы повышения прочности стержневой арматуры для обычного железобетона // Бетон и железобетон.— 1987.— № 11.— С. 13—14.
2. Высокопрочная стержневая арматура класса Ат-V, Ат-IVC производства новых мини-заводов / И. Н. Тихонов, А. А. Мартынов, Г. М. Красовская и др. // Бетон и железобетон.— 1990.— № 6.— С. 9—11.

Конструкции

УДК 627.751.4

Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ, д-р техн. наук, В. С. ГЕРШВАЛЬД, канд. техн. наук, С. Н. ШАТИЛОВ, инж. (НИИЖБ)

Оценка осевого обжатия виброгидропрессованных труб

Железобетонные напорные виброгидропрессованные трубы относятся к конструкциям I категории трещиностойкости, в которых недопустимо образование трещин [1]. Однако при изготовлении, еще до воздействия эксплуатационных нагрузок, в них иногда появляются кольцевые трещины. Наиболее часто этот дефект встречается во втулочной части труб со спирально-перекрестным армированием, в которых обжатие кольцевых сечений создается составляющей усилия, возникающего в витках преднапряженной арматуры, расположенных под углом к продольной оси трубы [1]. Экспериментальные исследования [2, 3] показали, что увеличение угла наклона спиралей не позволяет избавиться от этих трещин.

Для определения фактического осевого обжатия испытали четыре трубы диаметром 600 мм, II класса при работе на изгиб по балочной схеме. Геометрические размеры конструкций принимали по ГОСТ 12586—83. В трубе Т-1 со спирально-продольным армированием арматурные стержни из проволоки Ø 5 Вр-II установили, но не натягивали. В трубе Т-2 использовали преднапряженные стержни. Трубы Т-3, Т-4

Таблица 1

Трубы	т, шт.	h, мм
Т-1	1	2,00
Т-2	1	2,00
Т-3	68	112,43
Т-4	68	112,43

выполняли со спирально-перекрестным армированием. В качестве спиральной арматуры в каркасах использовали высокопрочную проволоку Ø 3 В-II. Характеристики каркасов приведены в табл. 1. Нагрузка создавалась двумя 50-тонными домкратами. Шаг нагружения 5 000 Н с выдерживанием на каждом этапе 15 мин.

Продольные и кольцевые деформации наружной и внутренней поверхности бетона контролировали тензодатчиками сопротивления с базой 50 мм и дублировали тензометрами с базой 200 мм, которые располагались вдоль верхней и нижней образующей и по окружности трубы (рис. 1). Изменение горизонтального и вертикального диаметров и прогиб по середине пролета контролировали прогибомерами Максимова. Результаты испытаний труб приведены на рис. 2. Прогибы трубы в момент трещинообразования, обусловленные деформациями изгиба f_m , экспериментальный момент трещиностойкости M_{cre} , а также ширина раскрытия трещин a_{cre} приведены в табл. 2. При испытании трубы деформировались без изменения геометрии поперечного сечения.

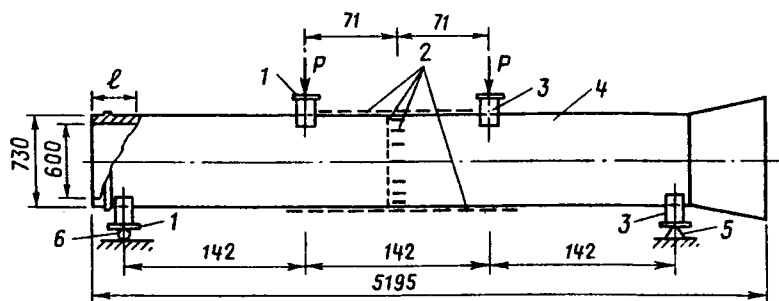


Рис. 1. Схема нагружения и установки приборов при испытании трубы на изгиб
1 — металлические прокладки; 2 — тензодатчики с базой 50 мм и тензометры с базой 200 мм;
3 — деревянные прокладки с углом охвата 70°; 4 — труба; 5 — неподвижная опора; 6 —
подвижная опора

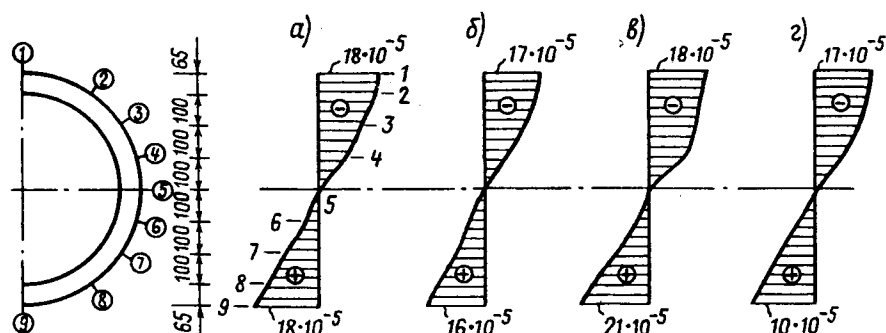


Рис. 2. Деформации виброгидропрессованных труб при изгибе
а — Т-1; б — Т-2; в — Т-3; г — Т-4; 1...9 — места контроля деформаций

Нейтральная ось до момента образования трещины во всех случаях практически совпадала с линией горизонтального диаметра трубы. Кольцевая трещина возникала внезапно в середине трубы в зоне постоянного момента и распространялась по кольцу на 5...10 см выше линии горизонтального диаметра. Ее появление сопровождалось глухим хлопком. После снятия нагрузки трещины во всех трубах кроме Т-1 закрывались.

Полученные экспериментально максимальные изгибающие моменты M_{crc} позволили определить усилие фактического продольного обжатия в цилиндрической части труб (см. табл. 2) по формуле

$$N_{цил} = \frac{M_{crc} - R_p W_{pl}}{r_n}, \quad (1)$$

где R_p — фактическая прочность бетона на растяжение, полученная по испытаниям кубов на раскалывание; W_{pl} — упруго-пластический момент сопротивления для растянутой зоны, с учетом реального расположения нейтральной оси и использования прямоугольной эпюры напряжений; r_n — расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести приведенного сечения, при упругой работе бетона сжатой зоны.

Кроме того по СНиП 2.03.01—84 подсчитали максимальный теоретический изгибающий момент трещинообразования M_{cre} (см. табл. 2), кото-

Таблица 2

Труба	M_{cre} , кН·м	M_{cre}^T , кН·м	a_{cre} , мм	f_m , мм	$N_{цил}$, кН
Т-1	101,17	101,17	1,40	8,44	0,0
Т-2	124,08	121,74	0,80	10,85	252,0
Т-3	133,63	136,05	0,50	9,25	281,8
Т-4	129,81	122,62	0,40	11,03	303,0

Таблица 3

Серия	h , мм	m , мм	$\varepsilon_{\theta}^{BT} \times 10^{-5}$	$\varepsilon_{\theta}^{BA} \times 10^{-5}$	σ_{θ}^T , МПа	σ_{θ}^{BA} , МПа
1	892,7	72	32,5	60,0	84,5	156,0
2	970,0	80	39,2	85,2	78,4	170,0
3	1325,5	104	35,5	63,5	92,7	165,1
4	20,0	1	29,5	74,5	70,8	178,8

рый определяли с учетом фактического положения нейтральной оси, упругой работы бетона сжатой зоны и фактической прочности бетона на растяжение.

Теоретическое продольное обжатие в трубах со спирально-перекрестным армированием подсчитывали по формуле, предложенной в источнике [1]

$$N_{сп}^{цил} = S m \cos \alpha, \quad (2)$$

где S — усилие в витке арматурного каркаса; m — число спиралей каркаса; α — угол наклона спирали к продольной оси трубы.

Исследованиями установлено хорошее совпадение экспериментальных и расчетных результатов. В цилиндрической части труб со спирально-пере-

крестным армированием полностью реализуется продольное обжатие. Для оценки предварительного обжатия продольных и кольцевых сечений во втулочной части труб экспериментально определяли деформации наружной поверхности бетона при сбросе опрессовочного давления. Обжатие кольцевых сечений варьировали изменением шага навивки спирально-перекрестного каркаса. Для испытаний использовали четыре серии труб диаметром 1200 мм II класса по четыре трубы в каждой серии. Кольцевые деформации наружной поверхности бетона во втулочной $\varepsilon_{\theta}^{BT}$ и цилиндрической $\varepsilon_{\theta}^{BA}$ части фиксировали рычажными тензометрами с базой 100 мм, установленными во втулочной части трубы на расстоянии 75 мм и в ее цилиндрической части на расстоянии 400 мм от бурта. Полученные деформации позволили установить кольцевые сжимающие напряжения в бетоне σ_{θ}^T , σ_{θ}^{BA} . Параметры арматурных каркасов и средние значения кольцевых напряжений и деформаций бетона приведены в табл. 3.

Для расположения приборов во втулочном калибрующем кольце и наружной форме были предусмотрены окна, закрываемые во время бетонирования и гидропрессования. Результаты экспериментов (см. табл. 3) показали, что для виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием обжатие бетона продольных сечений во втулочной части трубы не зависит от шага навивки арматурного каркаса. Проведенные исследования, а также анализ работ [1, 2, 4], посвященных оценке напряженного состояния спиральной и спирально-перекрестной арматуры, позволили получить соотношения между $P_{a,в}/P_{a,с}$ и расстоянием от торца втулочной части трубы l ($P_{a,в}$, $P_{a,с}$ — радиальное давление, передаваемое с арматуры на бетон во втулочной и цилиндрической части трубы). Зависимости (1), (2), представленные на рис. 3, позволяют оценить характер нагружения втулки радиальным давлением от спиральной и спирально-перекрестной арматуры. Из их рассмотрения следует, что в концевых зонах неизбежно возникают изгибающие моменты, которые необходимо учитывать при определении трещиностойкости труб и назначении осевого преднапряжения.

Для практических расчетов при установлении радиальной нагрузки во втулочной части трубы кривые 1, 2 (см. рис. 3) могут быть с достаточной степенью точности аппроксимированы зависимостями:

для труб со спирально-перекрестным армированием

$$P_{a.в} = \frac{P_{a.с}}{l_{вт} + 6} (0,8l + 0,2l_{вт} + 1,2) \leq P_{a.с}, \quad (3)$$

где $l_{вт}$ — длина втулочной части трубы, формуемая в неразъемном кольце, см;

для труб с традиционным спиральным армированием

$$\left. \begin{aligned} P_{a.в} &= \frac{2P_{a.с}l}{3l_{вт}} \text{ при } l \leq l_0; \\ P_{a.в} &= P_{a.с} \text{ при } l > l_0, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где $l_0 = 0,6l_{вт}$.

Поскольку для виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием усилие в витках арматурного каркаса S линейно зависит от $P_{a.в}$ [1], то на основании зависимостей (2), (3) длину зоны передачи напряжений в продольном направлении во втулочной части трубы можно подсчитать по формуле

$$l_p = l_{вт} + 6. \quad (5)$$

На длине l_p усилие преднапряжения возрастает с $0,2 N_{сн}^{пл}$ до $N_{сн}^{пл}$.

Для экспериментальной оценки обжатия кольцевых сечений в трубах со спиральным армированием, выпускаемых по ГОСТ 12586.1—83, при разборке наружной формы устанавливали продольные деформации внутренней поверхности четырех труб $\varnothing 600$ мм I класса и двух труб $\varnothing 1200$ мм II класса.

Для контроля деформации служили рычажные тензометры с базой 100 мм, установленные по сечению на уровне горизонтального диаметра, в шельге и лотке. По длине трубы они располагались на расстоянии 300 и 2500 мм от втулочного торца. Форму разбирали с двух сторон, снимая с каждой стороны по два болта, перемещаясь от втулки к раструбу.

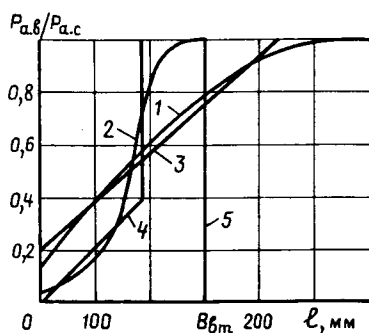


Рис. 3. Относительная радиальная нагрузка от давления спиральной арматуры во втулочной части трубы

1, 2 — экспериментальная кривая для виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием и по ГОСТ 12586—83; 3 — теоретическая по формуле (2) для труб со спирально-перекрестным армированием; 4 — то же по зависимости (3) для труб по ГОСТ 12586—83; 5 — условный конец втулочного калибрующего кольца

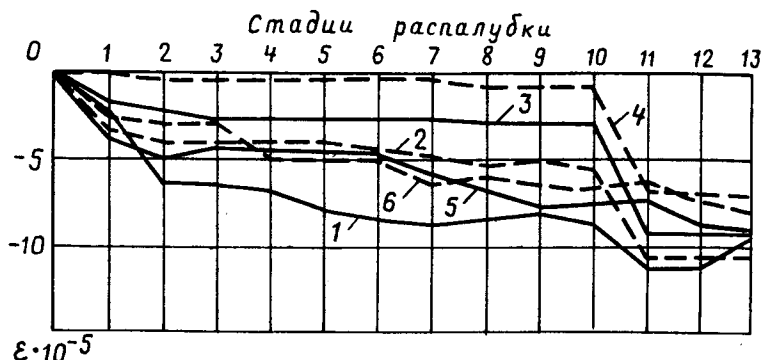


Рис. 4. Средние продольные деформации бетона внутренней поверхности виброгидропрессованных труб

1, 2 — для трубы диаметром 1200 мм на расстоянии 300 и 2500 мм от втулочного торца при распалубке по первому варианту; 3, 4 — для трубы диаметром 600 мм на расстоянии 300 и 2500 мм; 5, 6 — для трубы диаметром 1200 мм на расстоянии 300 и 2500 мм при распалубке по второму варианту

На рис. 4 показаны средние продольные деформации бетона труб диаметром 1200 и 600 мм при распалубке по двум вариантам. По первому варианту стадии 1,2 соответствуют обрезке продольных стержней верхнего и нижнего анкерных колец, стадий 3...12 — разбалчиванию пружинных болтов от втулки к раструбу, стадия 13 — снятию втулочного кольца. По второму варианту стадии 1,2 так же соответствуют обрезке продольных стержней, стадия 3 — снятию втулочного калибрующего кольца, стадии 4...13 — разбалчиванию пружинных болтов от втулки к раструбу. Из рис. 4 видно, что при распалубке трубы по первому варианту кольцевые сечения в цилиндрической части трубы полностью обжимаются только после разбалчивания всех пружинных болтов, а до этого продольное обжатие в цилиндрической части не превышает 30...50 % расчетного значения. Это необходимо учитывать при оценке трещиностойкости кольцевых сечений труб на стадии изготовления. При разборке формы по второму варианту кольцевые сечения обжимаются до расчетного значения сразу же после снятия пружинных болтов, расположенных в зоне данного сечения.

Различия вызваны тем, что при первом варианте распалубки сжатая форма до окончания разборки, вследствие упора в раструб и втулочное калибрующее кольцо вызывает растяжение трубы в продольном направлении [2], во втором варианте она может свободно удлиняться, не препятствуя обжатию кольцевых сечений на части трубы со снятыми пружинными болтами. Таким образом, предварительное снятие втулочного кольца в трубах с традиционным армированием позволяет при распалубке от втулки к раструбу полностью реализовать обжатие наиболее нагруженных кольцевых сечений.

Выводы

В центральной части виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием в процессе преднапряжения арматуры полностью реализуется продольное обжатие бетона, величина которого вполне удовлетворительно описывается зависимостью (2).

Длина зоны передачи напряжений в продольном направлении во втулочной части виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием не зависит от шага навивки арматуры и может быть определена по формуле (5).

Зависимости (3), (4) позволяют установить радиальную нагрузку, передаваемую от арматуры на втулочную часть трубы.

При оценке трещиностойкости кольцевых сечений труб со спиральным армированием на стадии изготовления в расчет следует вводить осевое усилие преднапряжения с коэффициентом 0,3.

Снятие неразъемного втулочного кольца перед разборкой формы при изготовлении труб со спиральным армированием позволяет полностью реализовать обжатие кольцевых сечений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чече А. А. Железобетонные трубы. — Минск: Наука и техника, 1981. — 287 с.
2. Повышение качества напорных труб со спирально-перекрестным армированием / О. И. Крикунов, В. С. Гершвальд, С. Н. Шатилов и др. // Промышленность строительных материалов. — Сер. 3. — М.: ВНИИЭСМ, 1988. — Вып. 9. — С. 2—7.
3. Гершвальд В. С., Шатилов С. Н. Причины образования кольцевых трещин в предварительно напряженных виброгидропрессованных трубах // Бетон и железобетон. — 1990. — № 8. — С. 6—8.
4. Попов А. Н., Ционский А. Л., Хрипунов В. А. Производство железобетонных напорных виброгидропрессованных труб. — М.: Стройиздат, 1979. — 256 с.

О. А. КУРБАТОВ, Б. А. МИРОНКОВ, Л. Н. ЛУБО, В. И. ГРИГОРЬЕВ, кандидаты техн. наук, М. Б. ГРИНЧЕНКО, инж. (ЛенЗНИИЭП)

Новый тип структурных плит покрытия с металлическим нижним поясом

Значительное внедрение получили структурные плиты покрытия из армоцементных элементов, разработанные в ЛенЗНИИЭП и освоенные Экспериментальным заводом Главленинградстроя. Они отличаются конструктивными архитектурными и эксплуатационными достоинствами. Их массовое заводское производство освоено более чем на 50 объектах Ленинграда и других городов. Среди них наземные вестибюли станций метрополитена, покрытия универсамов, спортивных и актов залов, студенческих аудиторий и т. п. Структурные конструкции из армоцементных элементов в настоящее время применяют в зданиях пролетом 12...24 м. При этом расход стали в них составляет 25 кг/м², приведенная толщина бетона — 10 см/м². Экономический эффект от их применения для зальных помещений составляет 3...15 р/м².

Для пролетов 24...48 м структурная плита такого типа не эффективна, так как увеличивает приведенный расход бетона и, соответственно, стали и создает технологические трудности в изготовлении.

В ЛенЗНИИЭП разработан новый тип структурных плит с металлическим нижним поясом и железобетонным (армоцементным) верхним поясом и раскосами. Такие конструкции характеризуются пониженной массой и расходом бетона по сравнению с существующим типом армоцементных структурных плит, а также снижением расхода стали по сравнению с металлическими структурными плитами.

Структурные металложелезобетонные плиты из армоцементных пирамидальных элементов с нижним металлическим поясом эффективны для пролетов 24...48 м. По сравнению с традиционной структурной армоцементной плитой в них почти вдвое сокращено число пирамид за счет их расположения в шахматном порядке, нижний растянутый пояс полностью выполнен металлическим, толщина тонкостенных граней пирамид может быть сохранена до 20 мм, т. е. относительный расход бетона на них уменьшается.

Предполагается, что при перекрытии новыми структурными плитами про-

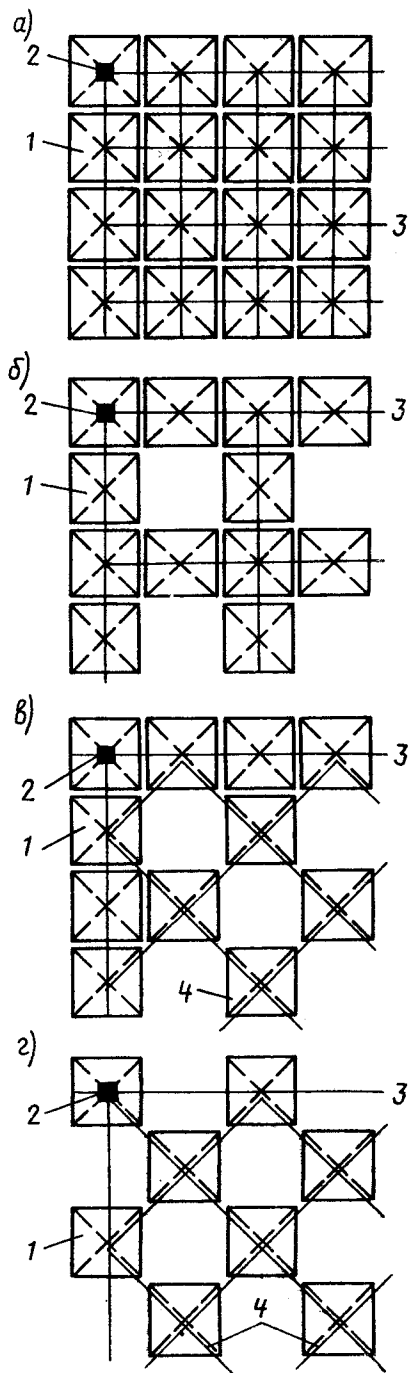


Рис. 1. Фрагменты возможных геометрических схем структурных плит
1 — пирамидальный элемент; 2 — опора;
3 — нижний металлический пояс; 4 — связь по верхнему поясу

летов 24...48 м расход стали в них, соответственно, составит 20...40 кг/м², приведенная толщина бетона — 6 и 10 см.

Возможны различные варианты геометрических схем структурных плит из пирамидальных элементов (рис. 1). Выбор варианта во многом определяет материало- и трудоемкость, возможность унификации элементов, функциональную приспособляемость и эффективность того или иного вида структуры. В данном случае была выбрана шахматная схема расположения элементов с минимальным числом пирамид, позволяющая снизить материалоемкость конструкции и эффективно использовать растянутый нижний пояс.

Как известно, структурные плиты работают как пространственные пластинчато-стержневые системы [1, 2], причем для их расчета принимаются шарнирно-стержневые модели. Особенности при расчете являются разный модуль упругости элементов верхнего и нижнего поясов конструкции, нелинейные эффекты работы тонкостенных граней пирамид и соединительных болтовых элементов. Необходимо учитывать также, что при недостаточном числе стержней структурная плита может стать изменяемой пространственной системой и дать большие прогибы под нагрузкой.

Новый тип структурных металложелезобетонных плит, помимо теоретических расчетов и конструкторской разработки, требует также экспериментальной проверки несущей способности плиты в целом и ее отдельных элементов. Исследования проводили в ЛенЗНИИЭПе на опытной модели (рис. 2).

При разработке модели основное внимание уделяли работе структуры и выявлению напряженно-деформированного состояния ее элементов. Была разработана схема, в состав которой входили элементы, находящиеся в различных напряженных состояниях, сжатые и растянутые стержни верхнего и нижнего поясов, сильно загруженные раскосы.

Модель собирали из 25 армоцементных пирамид (рис. 3). Она представляет собой структурную плиту, верхний и нижний пояса которой повернуты относительно друг друга на 45°. Габариты плиты 3,5×3,5 м. Опирали осуществлялось в четырех точках по углам в уровне нижнего пояса. Расстояние между опорами 3 м.

Размер ячейки верхнего пояса модели принят в масштабе 1:4 и равен 500 мм. Толщина модели структурной плиты с масштабом 1:6 уменьшает расчетную нагрузку на модель без изменения

характера распределения усилий. Осьевые размеры пирамидального элемента: основание 500×500 мм, высота 300 мм, длина стержня нижнего пояса 707 мм.

Размеры поперечных сечений ребер пирамиды (верхнего пояса и раскосов) принимали с учетом подобия натурным образцам: 52×52 мм и 84×37 мм соответственно. Толщина армоцементной грани пирамидального элемента составляла 8 мм.

Стержневую арматуру ребер пирамид подбирали из условия равенства коэффициентов армирования модели и натуре, армирование осуществляли стержнями из стали класса 6А-III, которые соединяли между собой в пространственный каркас гнутыми листовыми фасонками. К последним приварены отрезки трубы для пропуска болтов, соединяющих пирамиды. Тонкостенные грани пирамид армировали тканой сеткой № 8—0,7, края которой заводили за арматуру ребер. В качестве материала армоцементных элементов использовали бетон класса В30. Пирамиды соединяли между собой болтами диаметром 12 мм, которые пропускали сквозь закладные детали в виде отрезков труб, расположенных в углах пирамид.

Нижний пояс модели выполняли из стержневой арматуры диаметром 14 мм класса А-I. Стержни арматуры длиной в ячейку соединяли между собой листовыми фасонками на сварке с отверстиями для крепления их к пирамидальным элементам. Приопорные участки нижнего пояса, испытывающие сжатие, изготовляли из уголка 50×5 .

Доборные элементы верхнего пояса модели, расположенные по контуру, выполняли из швеллера № 8 длиной 500 мм. В уровне верхнего пояса структуры устанавливали съемные связи. Расположенные внутри пирамид связи представляли собой стержни из арматуры диаметром 12 мм класса А-I; проходящие в пустых ячейках — выполняли из трубы диаметром 21,3 мм длиной 2,5 мм.

Модель испытывали на стенде с четырьмя опорными стойками, связывающей их решеткой и рамой для силовых устройств. Опорные стойки располагались в вершинах квадрата со стороной 3 м и связывались между собой стержнями из уголка. По контуру стойки были связаны швеллером, образующим силовую раму для крепления домкратов. Нагружение модели осуществляли с помощью четырех гидравлических домкратов с реверсорами, укрепленными на силовой раме.

Нагрузку на модель прикладывали в уровне верхнего пояса и для чистоты проведения эксперимента в ее узлах.

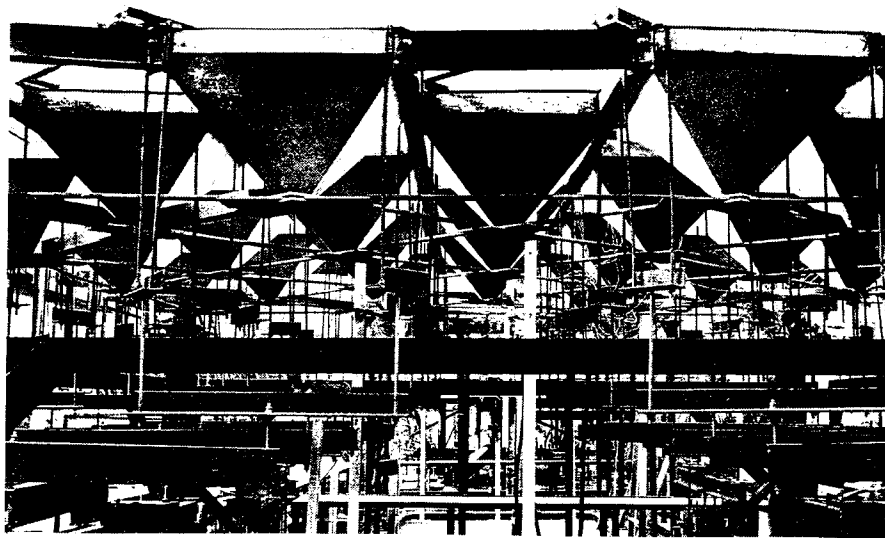


Рис. 2. Общий вид модели армоцементной структурной плиты с металлическим нижним поясом

Система подвесок позволяла свести 64 точки приложения нагрузки к четырем и состояла из четырех уровней двухопорных балочек, соединенных вертикальными стержнями. Верхние узлы модели охватывались П-образными, свободно лежащими подвесками.

Напряженно-деформированное состояние модели структурной плиты исследовали с использованием проволочных тензодатчиков сопротивления с базой 20 мм, которые наклеивали на стержни нижнего пояса модели, распорки и связи верхнего пояса, бетон и стержневую арматуру пирамид. Оценивали напряженно-деформированное состояние четырех пирамид: опорной, контурной, рядовой и центральной. Смещение угловых опор модели в трех взаимно перпендикулярных направлениях определяли индикаторами часового типа ИЧ-10. Прогиб плиты в центре, смещения вершин двух крайних пирамид, нижнего и верхнего поясов

модели измеряли прогибомерами 6ПАО.

Особенностью структурных металло-железобетонных плит является их возможная геометрическая изменчивость. В связи с этим испытывали три геометрические схемы модели: 1 — связи по верхнему поясу модели поставлены в каждой ячейке, по контуру нижнего пояса установлены стяжки; 2 — то же, связи по верхнему поясу поставлены только в двух крайних рядах ячеек по контуру (см. рис. 3); 3 — дополнительно убраны стяжки по контуру в нижнем поясе модели. Испытания проводили по трем вариантам геометрических схем модели. Каждое испытание включало 8 этапов последовательного нагружения равномерно распределенной нагрузкой. В конце испытаний модель нагружали до разрушения.

В результате эксперимента получена картина перемещений плиты: значения перемещений трех узловых точек нижне-

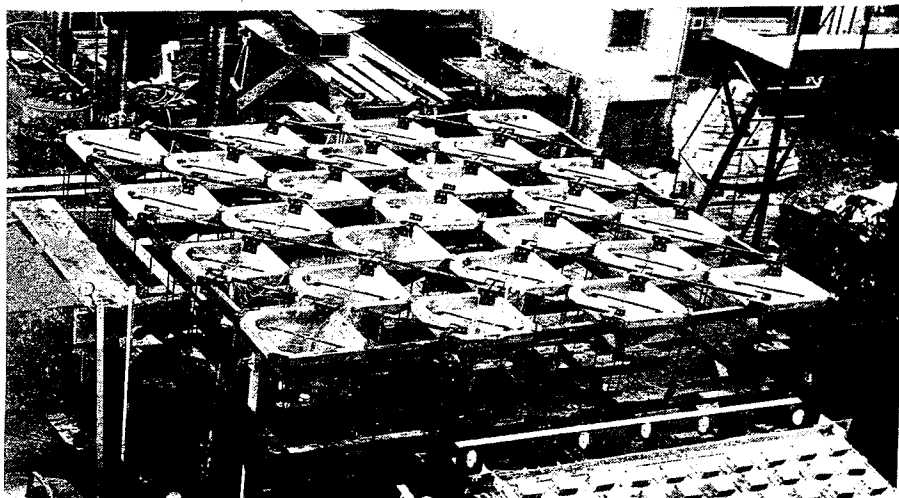


Рис. 3. Модель структурной плиты со связями по двум крайним контурным рядам

го пояса структуры (центральной и крайних по двум смежным сторонам), четырех опорных точек, узловой точки верхнего пояса, расположенной на одной из сторон. Получены также усилия в элементах конструкции, расположенных в 1/4 плана модели для каждой конструктивной схемы.

Первые две схемы работают практически одинаково и отличаются от работы третьей. Прогиб центральной узловой точки нижнего пояса во всех случаях больше прогибов крайних точек, во всех случаях практически отсутствуют горизонтальные перемещения узлов. Третья схема модели значительно деформативнее предыдущих, ее прогиб на 28 % больше при расчетной нагрузке. Остаточные прогибы для первых двух схем составляют 5 % прогиба при максимальной нагрузке, для третьей схемы — 37 % (рис. 4).

Экспериментальный прогиб центральной узловой точки нижнего пояса структуры больше соответствующего расчетного для схемы 1 — на 53 %, для схемы 3 — на 32 %. Повышенная деформативность на начальных стадиях нагружения связана, видимо, с наличием болтовых соединений элементов между собой и с погрешностями геометрии плиты из-за неточности изготовления.

Верхний пояс конструкции работает на сжатие, в основном, в контурной зоне модели вдоль линии, соединяющей опоры. Наиболее нагружена вторая от края нитка поясов, центральные элементы работают слабее — усилия в них составляют 64 % усилия в наиболее нагруженном элементе. Наибольшее сжимающее усилие в схеме 3 превосходит соответствующее в схеме 1 на 15 % (рис. 5).

Наиболее нагруженными элементами нижнего пояса являются стержни, расположенные по главной диагонали. Они вступают в работу более интенсивно, чем элементы обвязки и усилия в них на 87 % превышают максимальные значения для обвязки. Стержни, примыкающие к опорному узлу, работают на сжатие. Элементы, расположенные параллельно главной диагонали, вступают в работу позже диагональных и нагружены значительно меньше. В схеме 3 при отсутствии обвязки большую часть нагрузки воспринимают элементы, расположенные вдоль главной диагонали. Наибольшее усилие в нижнем поясе для схемы 3 превышает соответствующее для схемы 1 на 55 %. Сжатые стержни здесь отсутствуют.

Связи в уровне верхнего пояса крепили к пирамидам болтами, что могло исказить усилия в них за счет выборки

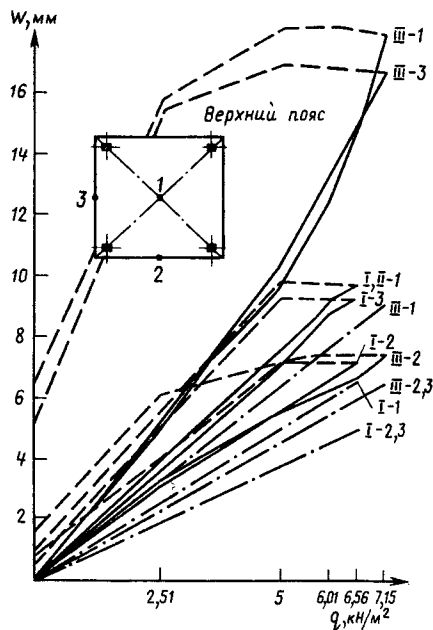


Рис. 4. Зависимость прогиба центральной (1) и крайних контурных (2, 3) узловых точек нижнего пояса от равномерно распределенной нагрузки для схем 1...3
— результаты расчета

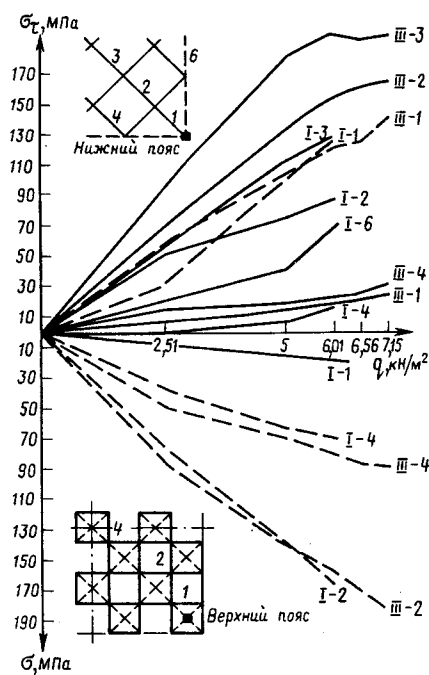


Рис. 5. Зависимость напряжений в стержнях нижнего пояса (—) и в арматуре элементов верхнего пояса (---) от равномерно распределенной нагрузки для схем 1...3

люфтов: экспериментальные усилия в связях меньше расчетных. Наиболее нагруженными оказались связи в опорных и приопорных пирамидах. Разница между экспериментальными и расчетными усилиями в сильно нагруженных элементах модели составила 1...13 %.

В опорной пирамиде фиксировали усилия, возникающие в армоцементных

гранях элементов. На основании полученных данных можно заключить, что раскосы благодаря треугольной форме и отсутствию резкого перехода в грань пирамиды вовлекают часть грани в работу. Верхний же пояс пирамиды передает на бетон грани незначительную часть нагрузки.

Трещины в пирамидальных элементах модели образовались, в основном, до начала испытаний в результате транспортирования и монтажа. В процессе нагружения структуры большей частью происходило удлинение существующих трещин и расширение их. Вновь образовавшиеся трещины имели тот же характер, что и существовавшие. Наибольшие трещины образовались в четырех приопорных пирамидах, в местах соединения верхнего пояса с узловыми приливами. В каждой из приопорных пирамид эти трещины располагались в узлах, лежащих на главной диагонали модели.

Выводы

Модель структурной конструкции плиты с металлическим нижним поясом показала достаточную несущую способность как по действующим максимальным усилиям, так и по перемещениям. Экспериментальные данные хорошо согласуются с расчетными как по усилиям, так и по перемещениям, что подтверждает линейный характер работы конструкции до расчетных нагрузок. Дефекты геометрии модели, появившиеся в результате неточности изготовления и сборки модели, не влияли на распределение усилий в элементах плиты и на перемещения узлов.

Наиболее жесткой является структурная плита с постановкой связей во всех ячейках верхнего пояса, а также по контуру в нижнем поясе (схема 1). Плита с двойным рядом стяжек по контуру в верхнем поясе и стяжками по контуру в нижнем (схема 2) обладает большей деформативностью, чем схема 1 при почти одинаковой несущей способности. Испытания плиты по схеме 3 показали, что перемещения узлов модели увеличились на 28 % по сравнению со схемой 1, при этом усилия в некоторых стержнях возросли на 55 %. Наблюдается влияние податливости болтовых соединений некоторых элементов на усилия в них и перемещения узлов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лубо Л. Н., Миронков Б. А. Плиты регулярной пространственной структуры. — Л.: Стройиздат, 1976. — 103 с.
2. Рекомендации по проектированию и расчету плит регулярной структуры из армоцементных элементов. — Л.: ЛенЗНИИЭП, 1982. — 60 с.

В. П. ШУРЫГИН, д-р техн. наук (ЦНИИС); Г. А. ТКАЧЕНКО, В. П. ПЕТРОВ, кандидаты техн. наук; Е. Ю. РОМАНЕНКО, инж. (РИСИ)

Свойства центрифугированных бетонов с комбинированным заполнителем

Особенностью центрифугированных бетонов является структурная и текстурная неоднородность, поэтому их физико-механические свойства дифференцированы по толщине стенки кольцевого сечения изделия (рис. 1).

Анализ математической зависимости, предложенной И. Н. Ахвердовым для определения длительности центрифугирования [1], и ее преобразование относительно плотности заполнителя позволили установить, что для данной бетонной смеси всегда можно выбрать заполнитель с необходимой средней плотностью, обеспечивающей минимальное его расслоение по толщине стенки бетонного кольца. Применяя смесь заполнителей с разной плотностью зерна, можно при соответствующей скорости центрифугирования добиться их рационального распределения по сечению изделия.

Известно, что замена части плотного заполнителя пористым приводит к снижению напряженного состояния композиционного материала, повышая его ударную прочность и морозостойкость [2]. При центробежном уплотнении бетонной смеси, используя принцип сепарации заполнителей, можно рационально распределить их по сечению изделия. Исходными параметрами, определяющими возможности такой замены, является наличие развитой поверхности, достаточной прочности пористых зерен, доступность и дешевизна используемого материала.

В принятой нами методике изготовления и испытания лабораторных образцов и фрагментов использовали портландцемент Новороссийского цементно-завода «Октябрь» ($R_u=47$ МПа, НГЦТ=24,2 %), кварцевый песок Лисинского месторождения с $M_k=1,85$ и гранитный щебень двух фракций с НК=20 мм. Из бетонных смесей с постоянной подвижностью (О.К.=2...3 см) на лабораторной центрифуге по режиму центрифугирования с максимальной скоростью вращения 360...380 об/мин, используемому на практике при выпуске стоек опор контактной сети, были изготовлены кольца разной длины с наружным диаметром 0,4, толщиной

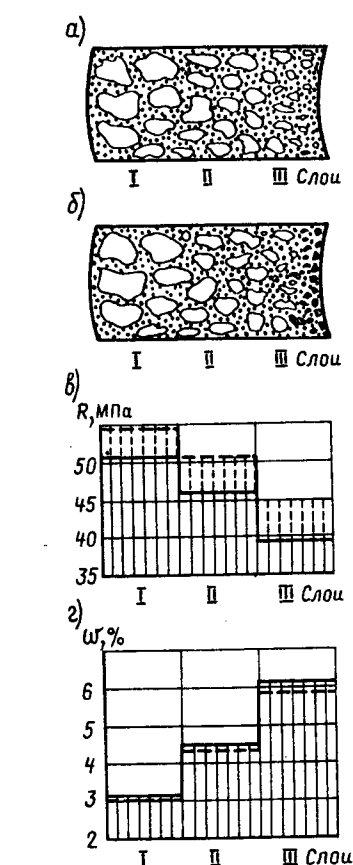


Рис. 1. Свойства различных слоев центрифугированного бетона

а — текстура бетона контрольного состава; б — то же, с комбинированным заполнителем; в — предел прочности при сжатии; г — водопоглощение; — — — — контрольный состав; — — — — с комбинированным заполнителем

стенки 0,07 м и метровые фрагменты изделий. Кольца подвергали тепловлажной обработке. После расплабки и остывания из них на станке с алмазным диском выпиливали образцы требуемой формы и размеров, после чего они твердели в нормальных условиях до начала испытаний.

Зависимость прочности центрифугированного бетона с комбинированным заполнителем от относительного содержания пористого компонента и его средней насыпной плотности приведена

на рис. 2. Оказалось, что лучше распределяется в бетоне пористый заполнитель со средней насыпной плотностью 900...1200 кг/м³, при этом ограничивается возможность выброса пористых зерен во внутренний шламовый слой и формируется во внутреннем сечении кольца слой из облегченного бетона.

Более стабильные результаты были получены в бетонах, где в качестве пористого компонента использовали шлаковый песок. Дальнейшими исследованиями определен оптимальный состав такой бетонной смеси*.

Наиболее эффективна замена части кварцевого песка эквивалентным объемом шлакового песка фракции 0,14...5 мм. При равном расходе цемента такие бетоны имели до 30 % прироста прочности при сжатии по сравнению с контрольными. При умеренных расходах цемента можно получать бетоны со средней прочностью 60...70 МПа.

Микроскопическим анализом бетона с добавкой шлакового песка установлено, что во внешнем слое бетонного кольца зерна пористого заполнителя остаются редко. К внутреннему слою их содержание увеличивается, но большая часть пористых зерен отжимается вовнутрь кольца, формируя слой, имеющий структуру облегченного бетона.

Особенности структуры и фазового состава полученного центрифугированного бетона с комбинированным заполнителем изучали с использованием петрографического, термографического и рентгенофазного анализов. Установлено повышение плотности и прочности контактного слоя цементного камня как с зернами шлакового песка, так и с зернами плотного заполнителя. Прослойки цементного камня повышенной плотности вокруг пористых зерен блокируют доступ воды в процессе колебаний влажности бетона. Играя роль демпфирующего компонента и способствуя ускоренной релаксации внутренних на-

* А.с. 1004298 СССР, МКИ³ С 04 В 15/00. Бетонная смесь. В. П. Шурыгин, В. А. Невский, Г. А. Ткаченко, В. П. Петров (СССР) // Открытия. Изобретения.— 1983.— № 10.

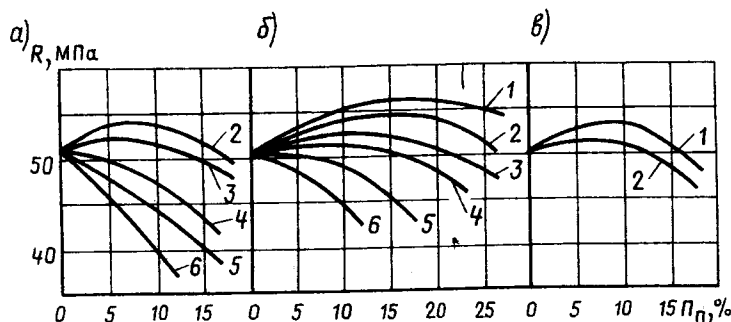


Рис. 2. Зависимость прочности центрифугированного бетона R от содержания пористого заполнителя P_n
 а — дробленый керамзит; б — шлаковый песок; в — известняк-ракушечник; 1...6 — соответственно при средней насыпной плотности 1200, 1100, 1000, 900, 800, 700 кг/м^3

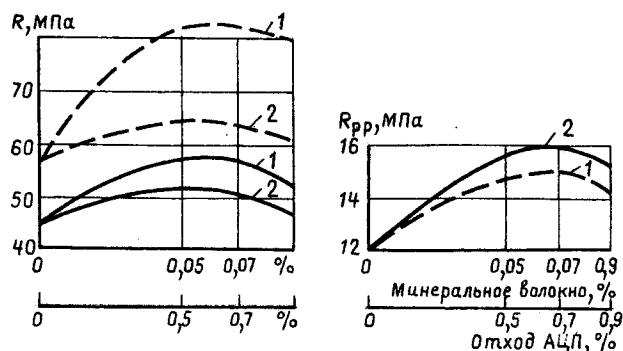


Рис. 3. Зависимость прочности бетона от содержания добавки и расхода цемента
 1 — с добавкой минераловатного волокна; 2 — с добавкой отхода АЦП; — — — вибрированный бетон; — — — центрифугированный бетон

пряжений при твердении бетона, пористые зерна шлакового песка формируют более трещиностойкий внутренний слой бетонного кольца и повышают однородность свойств центрифугированного бетона.

Это подтверждено результатами испытаний образцов-колец на свободную усадку и выпиленных центрифугированных образцов на морозостойкость. Образцы-кубы с ребром 0,07 м и призмы размером 0,07×0,07×0,28 м, выпиленные из колец, испытывали на переменное замораживание и оттаивание. Из множества экспериментов в табл. 1 приведены результаты изменения физико-механических свойств образцов, изготовленных из бетонов трех составов. Причем при введении в бетоны шлакового песка добивались их равной прочности с бетоном контрольного состава путем сокращения расхода цемента.

Общее объемное напряженно-деформированное состояние бетона и характер его микротрещинообразования в центрифугированных изделиях оценивали статическими испытаниями фрагментов, выпиленных из бетонных полых стоек. Опытные фрагменты и лабораторные образцы изготовляли из бетонных смесей двух составов: обычной на плотных заполнителях при расходе цемента 460 кг/м^3 и смеси, в которой 15 % кварцевого песка было заменено эквивалентным объемом шлакового песка фракции 0,14...5 мм. Предварительно установили, что для получения равнопрочных бетонов во втором составе необходимо сократить расход цемента на 50 кг/м^3 .

Метровые фрагменты испытывали на осевое и внецентренное сжатие. При этом был отмечен принципиально разный характер их разрушения. Фрагмен-

ты, изготовленные из обычного бетона, разрушались хрупко от появления 2...3 магистральных трещин при нагрузках на 15...25 % меньших, чем у фрагментов из бетонов с комбинированным заполнителем. Изменился и характер разрушения последних. Оно начиналось с появления 3...5 мелких магистральных трещин и было заметно растянуто во времени.

Эффективность применения бетонов с комбинированным заполнителем подтвердилась при выпуске опытных партий стоек опор контактной сети, опор линий электропередачи, цилиндрических свай-оболочек.

Испытания опытных конструкций, изготовляемых из бетонов с добавкой шлакового песка, показали, что они отличаются повышенной трещиностойкостью, имеют хороший внешний вид и более качественную внутреннюю поверхность, а изготовленные одновременно лабораторные образцы — повышенную на 1...2 марки морозостойкость.

В НИИЖБе проверяли сохранность арматурной стали в центрифугированном бетоне с добавкой шлакового песка. После 200 циклов замораживания и оттаивания прочность сцепления повышалась, а поверхность арматурных стержней, выдернутых из испытанных образцов, не имела следов коррозии.

Для практического использования центрифугированных бетонов с комбинированным заполнителем при изготовлении стоек опор контактной сети было подготовлено «Руководство» [3], содержащее требования к сырьевым материалам, правила назначения составов бетона и корректировки технологического режима.

Применение комбинированного заполнителя при изготовлении центрифугированных изделий позволяет получать бетоны со средней прочностью 60...70 МПа на сырьевых материалах среднего качества при умеренных расходах цемента. Для повышения резерва

Таблица 1

Состав бетона	R/R^k	R_b/R_b^k	Изменение массы, %	Остаточная деформация, $\epsilon \times 10^{-3}$	Результаты осмотра
Обычный тяжелый	0,984	1,022	+1,31	39,7	Трещины во внутреннем слое
С заменой 15 % плотного песка шлаковым	1,120	1,087	+0,49	32,1	Трещины отсутствовали
С заменой 10 % плотных заполнителей шлаковой пемзой фракций 0,14—20 мм	1,102	1,096	+0,90	33,4	Сетка трещин

Примечания: 1. Свойства бетонов даны через 200 циклов замораживания и оттаивания. 2. Контрольные образцы имеют индекс «к».

Таблица 2

Вид добавки	Расход добавок на 1 м^3 бетона, кг		Кубиковая прочность, МПа	Призменная прочность, МПа	Модуль упругости $E \times 10^{-3}$, МПа	Коэффициент Пуассона	Предельная сжимаемость
	шлаковый песок	волокнистая добавка					
—	—	—	56	45	34,7	0,29	1,94
АЦП	69	2,550	82	66	41,4	0,35	2,04
Минераловатное волокно	69	0,357	65	53	39,2	0,34	2,01

продольной трещиностойкости таких бетонов использовали добавки минеральных волокнистых компонентов. В наших экспериментах применяли отход асбестоцементного производства АЦП** и отходы при изготовлении минераловатных изделий.

На рис. 3 и в табл. 2 приведены результаты определения механических свойств центрифугированных бетонов с комбинированным заполнителем и добавками волокнистых компонентов. Расход цемента с $R_{ц}=52$ МПа во всех составах примерно одинаков — около 510 кг/м³.

Технико-экономические расчеты эффективности использования центрифугированных бетонов с комбинированным заполнителем показали, что за

** А.с. 1296541 СССР, МКИ³ С 04 В 28/02; С 04 В 22/64. Бетонная смесь для изготовления центрифугированных изделий / В. П. Шурыгин, Г. А. Ткаченко, В. П. Петров и др. (СССР) // Открытия. Изобретения.— 1989.— № 10.

счет сокращения расхода цемента и высококачественных заполнителей себестоимость 1 м³ бетона в изделии снижается на 2,7 р. Причем в расчетах не учтена возможность сокращения энергозатрат при центрифугировании и тепловлажностной обработке.

Выводы

Использование добавки пористого компонента в составе плотного заполнителя при изготовлении центрифугированных бетонов позволяет уменьшить неоднородность их свойств в кольцевом сечении изделия.

При его оптимальной дозировке средний предел прочности при сжатии центрифугированных бетонов возрастает на 10...15 МПа, что позволяет сократить расход цемента на 50...60 кг/м³. Улучшаются деформативные свойства и коррозионная стойкость бетонов с комбинированным заполнителем, что повышает эксплуатационную надежность железобетонных конструкций.

Применение комбинированных заполнителей позволяет получать центрифугированные бетоны высокой прочности классов В50...В60 из материалов среднего качества при умеренном расходе цемента. При необходимости дальнейшего повышения трещиностойкости внутреннего слоя можно использовать добавки минерального волокна, содержащегося в отходах промышленности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ахвердов И. Н. Основы физики бетона.— М.: Стройиздат, 1981.— 464 с.
2. Бетоны повышенной ударной стойкости на основе демпфирующих компонентов / В. В. Бабков, А. В. Попов, Н. В. Мохов и др. // Бетон и железобетон.— 1985.— № 2.— С. 10—11.
3. Руководство по изготовлению железобетонных центрифугированных стоек опор контактной сети и воздушных линий автоблокировки из бетонов с комбинированным заполнителем.— М.: ВНИИ-транстрой, 1989.— 36 с.

УДК 691.327:539.376

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (ВНИИТПИ); Э. Я. БАГРИЙ, канд. техн. наук, В. Н. ЗАВЯЛОВ, инж. (Макеевский инженерно-строительный ин-т)

Ползучесть бетона в условиях двухосного сжатия

Обычно бетон сложных пространственных железобетонных конструкций (защитные оболочки, конструкции гидротехнических сооружений и др.) находится в условиях сложного напряженного состояния. Для практических расчетов весьма важен учет ползучести бетона при разнообразных режимах нагружения, учитывающих изменяющиеся во времени силовые и вынужденные воздействия (климатические перепады температуры и влажности окружающей среды, аварийные режимы и т. д.).

Проведенными ранее экспериментально-теоретическими исследованиями реологического поведения бетона в условиях двухосного сжатия при постоянных во времени сжимающих напряжениях установлено, что существует определенная тенденция снижения деформаций ползучести в направлении сжимающих напряжений σ_x при наличии сжимающих напряжений σ_y , действующих ортогонально направлению x . Отмечалось различие в характере уменьшения линейных и нелинейных (обратимых и необратимых) составляющих

деформаций ползучести бетона при двухосном сжатии по сравнению с одноосным — нелинейные составляющие снижаются в большей степени, чем линейные.

В одной из опытных серий исследовали напряженно-деформированное состояние бетона при двухосном сжатии в условиях изменения во времени действующих напряжений. Установлено, что σ_x/σ_y оставалось постоянным на всем интервале наблюдения, т. е. режимы изменения напряжений были пропорциональны.

Для длительных испытаний использовали бетонные образцы-призмы размером $10 \times 10 \times 40$ см. Расчетный состав бетона, на 1 м³ бетона: портландцемент марки 500 — 400, песок — 516, щебень — 1280 кг, вода — 204 л. Сжимающие напряжения создавали рычажными установками обычной конструкции и мембранными гидростатическими системами [1]. Одновременно испытывали одноосно- и двухосно нагруженные образцы с постоянными во времени сжимающими напряжениями. Относительные уровни действующих постоянных на-

пряжений находились в диапазоне 0,12...0,7 призмной прочности бетона в момент нагружения; $\sigma_y/\sigma_x=0,5...1$. Для каждого уровня и соотношения напряжений загружали по два образца-близнеца. Деформации фиксировали индикаторами часового типа и рычажными тензометрами. Температурно-влажностные деформации бетона учитывали по обычной методике.

В качестве примера, на рис. 1, 2 представлены пропорциональные режимы изменения напряжений σ_x и σ_y во времени и соответствующие им кривые деформаций ползучести бетона с момента нагружения опытных образцов. При теоретической обработке результатов длительного деформирования бетона использовали нелинейную теорию упруго-ползучего тела. Известно [2, 3], что применение принципа наложения деформаций в традиционной форме даже при хорошем подборе выражения для $C(\sigma, t, \tau)$, при осевом сжатии существенно преувеличивает эффект догрузок и разгрузок, причем тем больше, чем выше ступени изменения относительных уровней действующих напря-

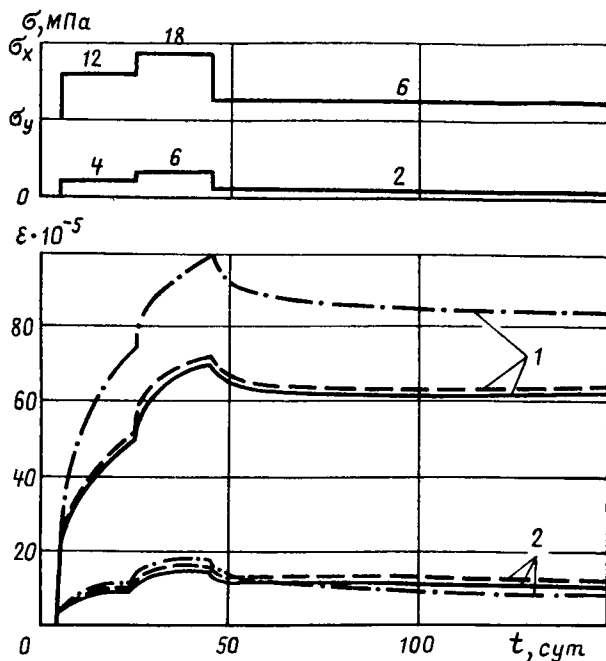


Рис. 1. Относительные деформации ползучести бетона при ступенчатых режимах нагружения образцов Р-1 и Р-2
1 — $\epsilon_x^{\text{полз}}(t, \tau)$; 2 — $\epsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau)$; — экспериментальные значения; — — — теоретические значения по нелинейной теории упруго-ползучего тела с функциями влияния режимов нагружения; — · — — то же без функций влияния режимов нагружения; Цифрами обозначена длительность нагружения

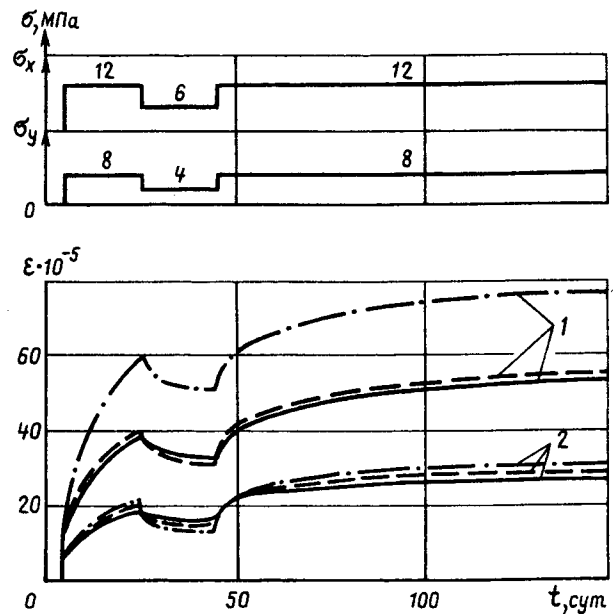


Рис. 2. Относительные деформации ползучести бетона при ступенчатых режимах нагружения образцов Р-3 и Р-4
Условные обозначения см. рис. 1

жений, что может привести к существенным погрешностям. Поэтому для теоретического описания относительных деформаций режимной ползучести применим раздельный учет линейной и нелинейной составляющих деформации ползучести в виде модифицированного принципа наложения воздействий [2, 3].

Использование аналитических зависимостей теории ползучести [2...4] для описания режимного деформирования бетона при двухосном сжатии приводит к значительным погрешностям даже при очень хорошем подборе выражения для $C(\sigma, t, \tau)$ при осевом сжатии (см. рис. 1, 2). Поэтому, сохраняя традиционный подход к аналитическим зависимостям физических уравнений теории упруго-ползучего тела, для описания длительных деформаций бетона при сложных режимах нагружения в условиях двухосного сжатия введены обобщенные нелинейные функции напряжений и функции влияния режимов нагружения, дифференцированно учитывающие снижение линейных и нелинейных составляющих деформаций ползучести при двухосном сжатии по сравнению с одноосным:

$$\begin{aligned}\epsilon_x^{\text{полз}}(t, \tau) &= (\sigma_x - \nu \sigma_y) [f_n(\sigma_x, \sigma_y) C_n(t, \tau) + \\ &+ f_n(\sigma_x, \sigma_y) F_x(\bar{\sigma}) C_n(t, \tau)]; \\ \epsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau) &= (\sigma_y - \nu \sigma_x) [f_n(\sigma_x, \sigma_y) C_n(t, \tau) + \\ &+ f_n(\sigma_x, \sigma_y) F_y(\bar{\sigma}) C_n(t, \tau)],\end{aligned}$$

где $f_n(\sigma_x, \sigma_y)$, $f_n(\sigma_x, \sigma_y)$ — функции

влияния режимов нагружения, учитывающие снижение линейных $C_n(t, \tau)$ и нелинейных $C_n(t, \tau)$ составляющих деформаций ползучести бетона:

$$f_n(\sigma_x, \sigma_y) = \left[1 - A \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_x} \right)^a \right];$$

$$f_n(\sigma_x, \sigma_y) = \left[1 - B \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_x} \right)^b \right];$$

$F_x(\bar{\sigma})$, $F_y(\bar{\sigma})$ — обобщенные нелинейные функции напряжений в направлении σ_x и σ_y :

$$F_x(\bar{\sigma}) = \left(\frac{\sigma_x - \nu \sigma_y}{\sigma_0} \right)^m;$$

$$F_y(\bar{\sigma}) = \left(\frac{\sigma_y - \nu \sigma_x}{\sigma_0} \right)^m;$$

ν — коэффициент поперечной деформации ползучести при двухосном сжатии; σ_0 — условное напряжение: $\sigma_0 = 0,1$ МПа; m — параметр нелинейности, тот же, что и при осевом сжатии; A , B , a , b — эмпирические коэффициенты.

Для ступенчато-возрастающих режимов изменения напряжений при подсчете деформаций ползучести бетона с момента нагружения использовали с соответствующими функциями влияния режимов нагружения $f_n(\sigma_x, \sigma_y)$ и $f_n(\sigma_x, \sigma_y)$ оба слагаемых приведенных выражений. На этапах частичной разгрузки (отрицательные приращения напряжений $\Delta\sigma_x$ и $\Delta\sigma_y$) учитывали

лишь линейные составляющие $C_n(t, \tau)$ с соответствующими функциями влияния режимов нагружения $f_n(\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y)$.

Как видно из рис. 1, 2, использование предлагаемых выражений для описания режимной ползучести при двухосном сжатии с учетом тех же предположений применения модифицированного принципа наложения деформаций приводит к значительно лучшему соответствию опытных и теоретических величин. Можно полагать, что для описания более сложных (непропорциональных) режимов нагружения потребуется дополнительная корректировка предложенных аналитических зависимостей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Прядко Н. В., Малашкин Ю. Н. Ползучесть бетона при двухосном сжатии // Бетон и железобетон. — 1980. — № 5. — С. 40—41.
2. Александровский С. В., Попова О. М. Нелинейные деформации бетона при сложных режимах нагружения. // Бетон и железобетон. — 1970. — № 1. — С. 27—31.
3. Арутюнян Н. Х., Александровский С. В. Современное состояние развития теории ползучести бетона // Ползучесть и усадка бетона и железобетона и железобетонных конструкций (состояние проблемы и перспективы развития). — М.: Стройиздат, 1976. — С. 5—96.
4. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. — М.: Гостехиздат, 1952. — 324 с.

И. Е. ПУТЛЯЕВ, д-р техн. наук, проф., А. Н. ДАВИДЮК, канд. техн. наук (НИИЖБ);
Э. Р. СААКЯН, канд. техн. наук (НПО «Камень и силикаты»); М. Р. АРУТЮНЯН, инж.
(ЦИИЭПсельстрой)

Легкие бетоны на пеностеклогрануляте

Повышение теплозащитных свойств наружных ограждающих конструкций зданий различного назначения при сохранении толщины ограждений является важнейшей задачей строительства.

Наиболее эффективным и доступным способом повышения теплозащитных свойств таких конструкций считается снижение средней плотности легких бетонов до 700...900 кг/м³, которое достигается использованием новых видов пористых стекловидных заполнителей насыпной плотностью не более 350 кг/м³ [1].

Наиболее полно таким требованиям удовлетворяет пеностеклогранулят из перлита, разработанный в НПО «Камень и силикаты» (Ереван).

Технология получения гранулированного пеностекла состоит из предварительной грануляции шихты с последующим вспучиванием гранул во вращающейся печи в присутствии порошкообразных опудривающих инертных материалов для предотвращения слипания гранул. Легкие бетоны на основе этих заполнителей разрабатывают в НИИЖБ. Для их создания и изучения основных свойств использовали пеностеклогранулят фракции 5...20 мм. В качестве мелкого заполнителя применяли дробный пеностеклогранулят и природный вулканический шлак Кармрашенского месторождения [2].

Основные физико-механические показатели пеностеклогранулята приведены в табл. 1.

Прочность при сжатии в цилиндре на 2...3 ступени выше нормируемых значений для керамзита и других обжиговых гравиеподобных заполнителей.

Химический анализ пеностеклогранулята показал, что количество активных оксидов составляет 87 %. Это предопределяет его высокую гидравлическую активность. Однако наиболее высокая активность проявляется в тонкомолотом состоянии пеностеклогранулята с удельной поверхностью более 2000 см²/г.

Содержание стеклофазы в пеногрануляте составляет 97 %, что на 10...15 % выше, чем у керамзита. Высокое содержание стеклофазы, а также равномерно распределенная мелкопористая структура определяют пониженную теп-

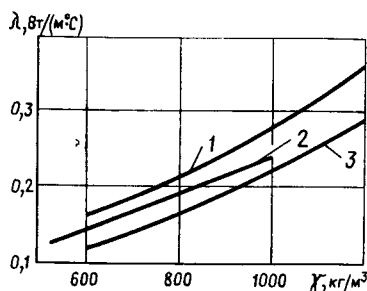


Рис. 1. Зависимость теплопроводности от плотности бетона

1 — керамзитобетон; 2 — бетон на пеностеклогрануляте; 3 — перлитобетон

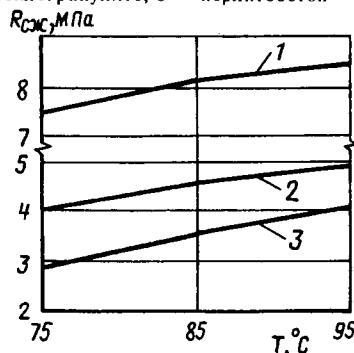


Рис. 2. Зависимость прочности бетона от температуры тепловлажностной обработки
1 — для бетона класса В7,5; 2 — то же В3,5; 3 — то же В2,5

Таблица 1

Насыпная плотность, кг/м ³	Прочность при сжатии в цилиндре, МПа	Плотность, кг/м ³	Водопоглощение, %	Коэффициент размягчения	Межзерновая пустотность, %
170	0,3	2,34	60	0,89	39
200	0,7	2,34	40	0,87	38
250	1,4	2,33	25	0,88	37
300	1,6	2,33	19	0,88	38

ловодность по сравнению с другими видами бетонов на обжиговых пористых заполнителях (рис. 1).

В качестве вяжущего при разработке легких бетонов на основе пеностеклогранулята использовали портландцемент марки 400 Воскресенского и Разданского цементных заводов.

Составы легких бетонов на основе этих материалов, а также их свойства приведены в табл. 2.

Из табл. 2 следует, что отношение прочности к плотности (коэффициент конструктивного качества) для бетона на пеностеклогрануляте на 20...30 % превышает уровень значений для традиционных легких бетонов. Зависимость прочности от плотности для легкого бетона на пеностеклогрануляте имеет аналогичный с керамзитобетоном характер. Принципиальным отличием является то, что при одинаковой прочности плотность такого бетона на 200 кг/м³ ниже, чем у керамзитобетона.

Для изучения влияния тепловлажностной обработки на прочность бетона образцы пропаривали по режиму 3 + 6 ч + естественное охлаждение при температуре 75, 86, 95 °C. Установлено, что с увеличением температуры тепловлажностной обработки на 20 °C прочность бетона повышается на 10...15 %. При принятом режиме пропаривания бетон набирает 90 % марочной прочности.

При температуре тепловлажностной обработки 85...95 °C больший эффект роста прочности наблюдается у бетонов класса не выше В2,5 (рис. 2). У бетонов более высоких классов рост прочности при этих температурах затухает.

Изучение влияния расхода цемента

Таблица 2

№№ состава	Расход материалов на 1 м ³ бетона					Плотность бетона в сухом состоянии, кг/м ³	Класс бетона	Водопоглощение по массе, %	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)	Мрз, не менее циклов
	ПСГ фракции 5—10—20 мм, л	ПСГ дробленый, л	цемент, кг	вода, л	добавка СНВ, %					
1	1040	290	240	180	0,2	684	В2,5	29	0,14	35
2	995	310	245	170	0,2	705	В3,5	24	0,16	35
3	985	365	255	180	0,1	820	В5	19	0,19	50
4	940	465	295	180	—	930	В7,5	14	0,22	50

Примечания. В составе 1 использовали пеностеклогранулят с насыпной плотностью 200, в составе 2 — 250; в составах 3...4 — 300 кг/м³

и песка (с заменой его вулканическим шлаком на прочность бетона показало, что прочность поризованного бетона с увеличением расхода цемента до 300 кг/м^3 интенсивно растет. Свыше этого расхода цемента рост прочности бетона затухает. Прочность легкого бетона на пеностеклогрануляте возрастет с увеличением дробленого пеностекла и снижением расхода шлака (рис. 3). При расходе дробленого ПСГ $0...200 \text{ л/м}^3$ зависимость роста прочности имеет линейный характер. При расходе дробленого пеностеклогранулята свыше 200 л/м^3 рост прочности замедляется.

Из рис. 4 следует, что при введении до 30 кг/м^3 молотого пеностеклогранулята вместо цемента прочность возрастает до 35 %, при введении 70 кг/м^3 — практически не изменяется, а свыше 70 кг/м^3 — снижается пропорционально количеству введенного пеностекла. Таким образом, расход пеностекла в бетоне не рекомендуется увеличивать свыше 30 кг/м^3 .

Исследования структуры бетона на пеностеклогрануляте на сканирующем микроскопе показали, что контактная зона состоит, в основном, из мелкокристаллических или гелевых новооб-

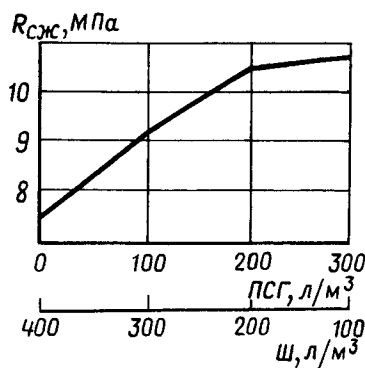


Рис. 3. Зависимость прочности бетона от расхода дробленого пеностекла

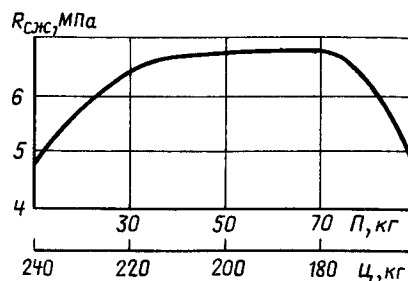


Рис. 4. Зависимость прочности бетона от расхода помола (П) пеностекла

Выводы

На основе нового пористого заполнителя пеностеклогранулята получен легкий бетон классов В2,5 плотностью в сухом состоянии $600...900 \text{ кг/м}^3$. Высокая гидравлическая активность молотого дробленого пеностеклогранулята способствует образованию микрокристаллической структуры и увеличению прочности бетона при введении в бетонную смесь взамен цемента (до 30 кг/м^3). Бетоны на этом заполнителе обладают лучшими теплозащитными свойствами по сравнению с равноплотным керамзитобетоном. При использовании воздухововлекающих добавок следует ограничивать их концентрацию в бетонной смеси, так как активная поризация (10...12 %) снижает прочность бетона в результате разрыхления контактной зоны «остеклованный заполнитель — цементно-песчаный раствор». Конструктивно-теплоизоляционный бетон на пеностеклогрануляте по физико-механическим характеристикам не уступает, а по многим показателям превосходит известные легкие бетоны на обжиговых заполнителях и может найти широкое применение для стеновых конструкций.

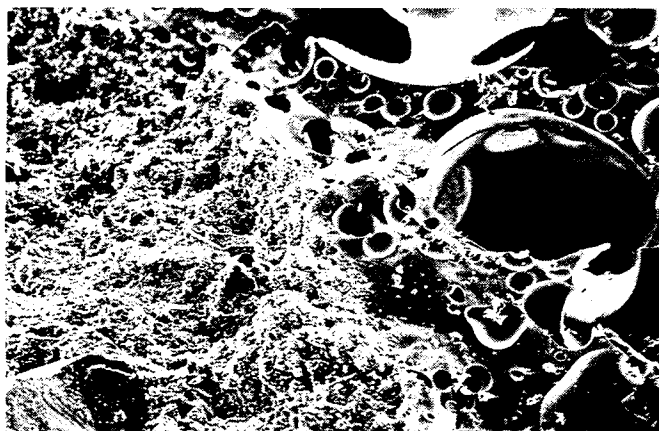


Рис. 5. Контактная зона заполнителя с непоризованной цементной матрицей $\times 300$

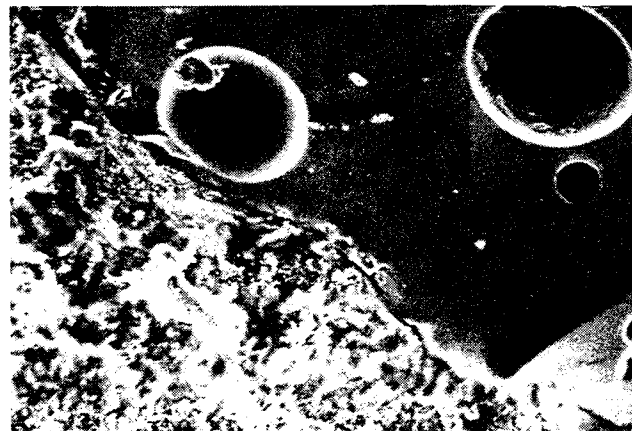


Рис. 6. Контактная зона заполнителя с поризованной цементно-песчаной матрицей $\times 2000$

разований вида $CSH(B)$. При введении тонкомолотого пеностекла в контактной зоне образуются мелкокристаллические продукты гидратации, пронизанные игольчатыми новообразованиями.

В бетонах плотной структуры обеспечивается достаточно плотная контактная зона цементно-песчаной матрицы с гладкой остеклованной поверхностью пеностеклогранулята. Однако при введении воздухововлекающих добавок (свыше определенного количества) на его поверхности накапливаются микро-

пузырьки воздуха (рис. 5, 6). Разрушение бетона в этом случае происходит по контактной зоне и его прочность снижается. Таким образом, объем воздухововлекающих добавок в бетон на пеностеклогрануляте следует строго ограничить 10...12 %.

Разработанные легкие бетоны на пеностеклогрануляте внедрены на Ереванском заводе ЖБК-7 СПО Армстройиндустрии для опытной партии стеновых панелей и при сооружении опорного кольца газохранилища в Абовяне.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Теплотехнические характеристики новых видов легких бетонов на стекловидных заполнителях / А. Н. Давидюк, И. Н. Сурикова, В. Г. Гагарин, О. А. Ларин // Применение перспективы развития легких бетонов в строительстве: Тез. докл. Республ. конф. — Ашхабад, 1987. — С. 151—152.
2. Саакян Э. Р., Бадалян М. Г. Пеностекло из перлитовых пород // Стекло и керамика. — 1984. — № 3. — С. 3.

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

Совершенствование компоновочных схем кассетно-конвейерных линий

В последнее время на смену эксплуатирующимся почти 30 лет стендовым кассетным установкам по производству железобетонных изделий в вертикальном положении приходят кассетно-конвейерные линии. Принципиальной особенностью таких линий является то, что после формования и минимальной первичной тепловлажностной обработки форму с изделиями снимают с формовочного поста, а на ее место устанавливают другую, полностью подготовленную. Вторичная тепловлажностная обработка изделий осуществляется в камерах, а подготовка форм после полной распалубки изделий — на специализированных постах конвейера подготовки. Таким образом, продолжительность выполнения операций на посту формования сокращается до минимума и, следовательно, увеличивается производительность формовочного оборудования, улучшаются условия труда обслуживающего персонала, повышается уровень техники безопасности.

Разработкой кассетно-конвейерных линий в стране занимаются несколько организаций, поэтому их компоновочные решения различны. Рассмотрим три основные группы (рис. 1).

1. Кассетно-конвейерная линия с технологической схемой СКТБ Стройиндустрия. Пост формования выполнен в виде формовочных установок, в которых производится укладка, уплотнение бетонной смеси и первичная тепловлажностная обработка продолжительностью 3 ч. Такая схема предусматривает также наличие туннельных камер вторичной тепловлажностной обработки с продольным перемещением форм с изделиями и конвейера подготовки форм с постами распалубки, чистки, смазки и армирования, расположенного параллельно камерам вторичной тепловлажностной обработки.

2. Кассетно-конвейерная линия с технологической схемой Владивостокского Оргтехстроя. Линия отличается поперечным перемещением форм с изделиями в камере вторичной тепловлажностной обработки. Подготовка форм производится на стационарных постах. На посту формования применяют фор-

мовочные установки, подобные установкам СКТБ Стройиндустрия. Первичная тепловлажностная обработка осуществляется также в течение 3 ч.

3. Кассетно-конвейерная линия с технологической схемой ЦНИИЭПжилища. Формовочный пост представляет собой неразъемный пакет клиновидных тепловых щитов, между которыми помещаются передвижные клиновидные формы. Щиты пакета и формы образуют две формовочные полости. Первичная тепловлажностная обработка производится на посту формования (наиболее реальный срок 9 ч), а вторичная после полной распалубки панелей — в ямных камерах созревания. Подготовка форм осуществляется на стационарных постах.

Каждый из основных переделов ре-

шен на рассмотренных линиях по-разному. Формование изделий производится в разъемных формовочных установках и неразъемном пакете клиновидных щитов, подготовка форм — на конвейере и стационарных постах, вторичная тепловлажностная обработка — в камерах с продольным и поперечным перемещением форм с изделиями, а также в ямных камерах для дозревания распалубленных изделий.

Очевидно, что каждое из решений технологических переделов линий будет обладать определенной максимальной пропускной способностью или производственными возможностями, определяемыми числом оборудования, которое можно разместить в стандартном пролете 18×144 или 24×144 м. Ограничивающим размером при этом будет ши-

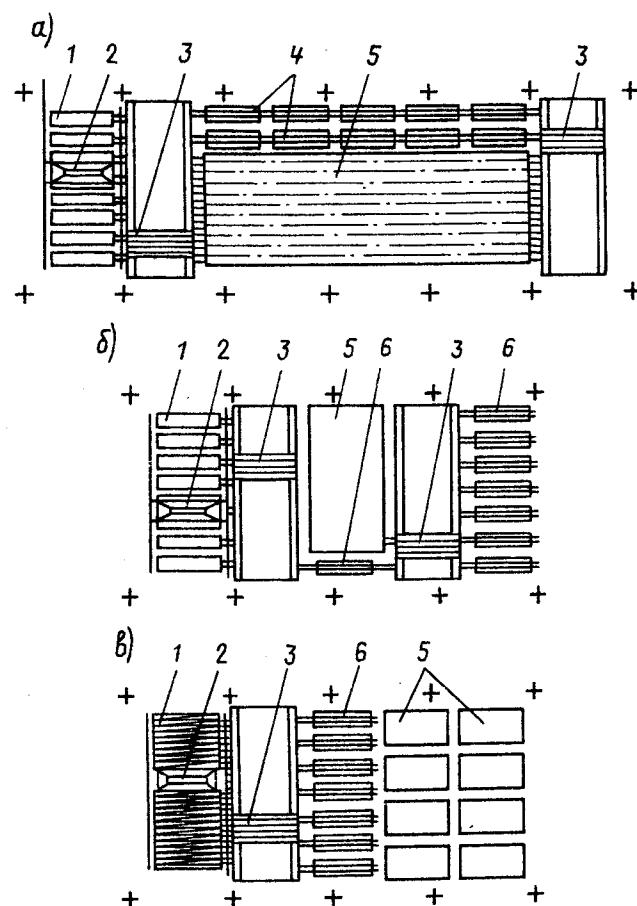


Таблица 1

Наименование передела	Производительность переделов линий, тыс. м ³ в год		
	СКТБ Стройиндустрия	Владивосток- ского Оргтех- строя	ЦНИИЭПжилища
Формование	25,8/34,4	25,8/34,4	23,3/37,2
Подготовка форм	136,0/136,0	49,1/68,8	49,1/68,8
Вторичная тепловлажностная обработка	88,4/136,0	136,0/136,0	136,0/136,0

Примечание. Перед чертой — для пролета шириной 18, после черты — шириной 24 м.

рина пролета, так как его длина (144 м) в любом случае будет достаточна для размещения технологического оборудования. Так, в пролете шириной 18 м можно разместить шесть формовочных установок на два изделия каждая или пакет из 15 клиновидных отсеков также на два изделия каждый; два конвейера подготовки форм до восьми постов каждый или пять стационарных постов подготовки форм; шесть туннельных камер вторичной тепловлажностной обработки на восемь форм каждая, требуемое число поперечных камер вторичной тепловлаж-

ностной обработки на 20 форм каждая и число ямных камер для дозревания изделий.

В пролете шириной 24 м можно разместить восемь формовочных установок или пакет из 24 клиновидных отсеков; два конвейера подготовки форм из восьми постов каждый или семь стационарных постов подготовки форм; 11 туннельных камер вторичной тепловлажностной обработки на восемь форм каждая, требуемое число поперечных камер вторичной тепловлажностной обработки на 33 формы каждая и ямных камер для дозревания изделий.

Исходя из представленного парка размещаемого оборудования определим производственные возможности каждого из переделов различных касетно-конвейерных линий для сопоставляемых условий производства. При этом принимаем, что усредненный объем одного отсека равен 1,85 м³. Результаты расчетов представлены в табл. 1.

Отметим, что производительность в 136 тыс. м³ в год соответствует ритму работы линии 6,5 мин. Именно таков минимальный ритм работы передаточного поста, так как цикл работы одной передаточной тележки составляет 13 мин и их не может быть более двух на одном посту.

Из табл. 1 следует, что производственные возможности формовочных переделов всех трех схем касетно-конвейерных линий при одинаковой ширине пролета примерно равны и сравнительно невелики. Это объясняется тем, что на всех линиях формовочные установки (отсеки пакета) располагаются поперек пролета, что ограничивает их число. Камеры вторичной тепловлажностной обработки, в отличие от формовочного поста, располагаются вдоль пролета, поэтому их возможности в несколько раз больше и составляют 136 тыс. м³ в год. Такие же возможности и у конвейера подготовки форм линий с технологической схемой СКТБ Стройиндустрия, посты которого располагаются вдоль пролета и их число не ограничивается его шириной, как на линиях Владивостокского Оргтехстроя и ЦНИИЭПжилища.

Разная производительность переделов в рамках одной технологической схемы проявляется более отчетливо. Так, на линиях СКТБ Стройиндустрия производительность конвейеров подготовки форм и камер вторичной тепловлажностной обработки практически не ограничена, в то время как производительность формовочного поста в пролетах шириной 18 и 24 м составит соответственно 25,8 и 34,4 тыс. м³ в год. Общая производительность линии будет такой же. Практически то же положение на линиях с технологическими схемами Владивостокского Оргтехстроя и ЦНИИЭПжилища, но производительность постов подготовки здесь также ограничена.

Следовательно, для увеличения производительности касетно-конвейерных линий необходимо прежде всего повысить производительность постов формования на линиях всех трех типов, а также постов подготовки на линиях с технологическими схемами Владивостокского Оргтехстроя и ЦНИИЭПжилища.

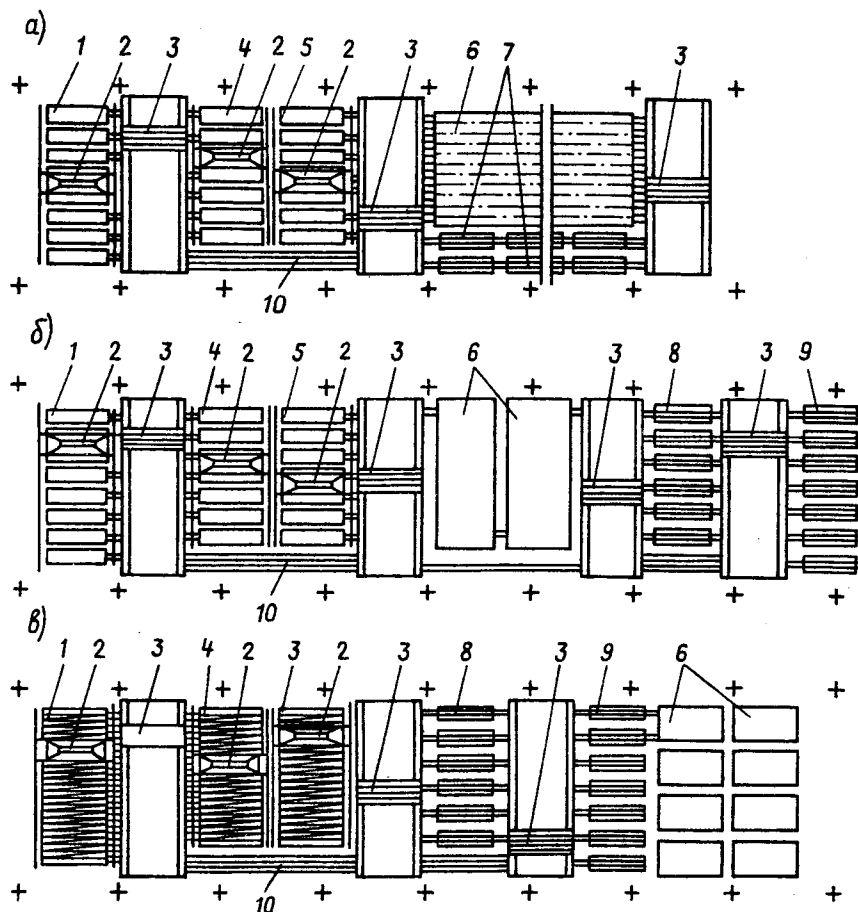


Рис. 2. Технологические схемы касетно-конвейерных линий с многорядным расположением постов формования и подготовки форм

а — СКТБ Стройиндустрия; б — Владивостокского Оргтехстроя; в — ЦНИИЭПжилища; 1 — пост формования (1-я очередь); 2 — бетоноукладчик; 3 — передаточный пост; 4 — пост формования (2-я очередь); 5 — пост формования (3-я очередь); 6 — камеры вторичной тепловлажностной обработки; 7 — конвейер обработки форм; 8 — посты подготовки форм (1-я очередь); 9 — пост подготовки форм (2-я очередь); 10 — обгонные пути

Наименование передела	Производительность переделов линий, тыс. м ³ в год		
	СКТБ Стройиндустрия	Владивостокского Оргтехстроя	ЦНИИЭПжилища
Формование	67,4/86,3	67,4/86,3	60,5/93,3
Подготовка форм	136,0/136,0	128,2/136,0	128,2/136,0
Вторичная тепловлажностная обработка	88,4/136,0	136,0/136,0	136,0/136,0

Примечание. Перед чертой — для пролета шириной 18, после черты — шириной 24 м.

Этого можно добиться двумя путями. Первый состоит в сокращении продолжительности выполнения технологических операций. Для поста формирования — это сокращение продолжительности первичной тепловлажностной обработки, которого можно достичь использованием горячих бетонных смесей, быстротвердеющих цементов, более жестких бетонных смесей и т. д. Работы в этой направлении ведутся, необходимая распалубочная прочность изделий была получена после первичной тепловлажностной обработки на линиях СКТБ Стройиндустрия и Владивостокского Оргтехстроя в течение 100...120 мин и на линиях ЦНИИЭПжилища — в течение 6...7 ч. Однако, стабильной работы на этих режимах добиться достаточно сложно. На постах подготовки форм можно сократить продолжительность выполнения операций путем применения полносборных каркасов, механизации операций по чистке и смазке форм.

Более простым и надежным путем при той же продолжительности выполнения операций является увеличение числа формовочных установок и постов подготовки. Учитывая, что размещение дополнительных формовочных установок и постов подготовки форм в поперечном направлении сдерживается шириной пролетов, предлагается располагать их вдоль пролетов несколькими рядами. Для этого вводят дополнительные передаточные посты, соединенные с основным двумя обгонными путями. Компоночные схемы кассетно-конвейерных линий с многорядным расположением формовочных постов и постов подготовки форм показаны на рис. 2.

Теперь, в пролете шириной 18 м можно разместить 16 формовочных установок или пакет из 39 клиновидных отсеков; два конвейера подготовки из восьми постов каждый или 13 отдельных постов подготовки.

В пролете шириной 24 м можно разместить 22 формовочные установки или пакет из 60 клиновидных отсеков; два конвейера подготовки из восьми постов каждый или 17 отдельных постов подготовки.

Производственные возможности технологических переделов кассетно-конвейерных линий с многорядным расположением постов формирования и подготовки форм представлены в табл. 2.

С помощью предложенных компоновочных решений можно повысить производственные возможности постов подготовки и формирования и увеличить производительность линий в 1,5...2 раза, работая при этом без горячего формования и используя довольно распространенные средние- и низкоалюминатные цементы, обладающие более за-

медленным набором прочности. При необходимости с помощью горячего формования, применения высокоалюминатных цементов и других технологических мероприятий можно сократить продолжительность первичной тепловлажностной обработки и тем самым создать дополнительный резерв мощности.

На большинстве ДСК потребность в панелях внутренних стен составляет 20...50 тыс. м³ в год. Примерно столько же необходимо и панелей перекрытий. До настоящего времени на заводе КПД один пролет занимается под производство внутренних стен и один — под перекрытия. При предлагаемой компоновке изготовление всех плит на заво-

дах малой и средней мощности можно организовать в одном пролете, сократив производственные площади с одновременным улучшением технико-экономических показателей производства.

Предлагаемые компоновочные решения кассетно-конвейерных линий реальны, просты и практически не потребуют затрат на разработку нового оборудования. Их можно осуществить на существующем оборудовании. Использование этих схем позволит повысить производительность линий в 1,5...2 раза при работе на мягких режимах тепловлажностной обработки. Подобные компоновочные решения возможны также при реконструкции действующих предприятий без их остановки.

УДК 666.982

С. Д. ГУЛИН, канд. техн. наук (ЛВВИСКУ им. А. Н. Комаровского); А. Н. КУЛАПОВ, А. А. СОРОКИН, инженеры (ТВВСКУ)

Совершенствование технологии приготовления бетонных и растворных смесей

Одной из операций, применяемой при производстве бетонных и растворных смесей, является транспортирование сыпучих инертных материалов конвейером. Чаще всего для этой цели используют ленточные конвейеры, имеющие преимущества перед другими типами транспортных установок по металлоемкости, сложности монтажа и наладки, стоимости, эксплуатационным затратам и надежности.

В зависимости от компоновки и производительности бетонорастворосмесительных установок общая протяженность стационарных ленточных конвейеров может достигать 40...80 м при угле наклона 16...20°, поэтому под конвейерные галереи отводятся значитель-

ные площади застройки. Использование комбинаций конвейеров приводит к усложнению и снижению надежности транспортных установок.

Недостатком существующих технологий приготовления бетонных и растворных смесей является отсутствие обогащения сыпучих инертных материалов, зачастую поступающих на бетонорастворосмесительные установки в загрязненном состоянии, что снижает качество готовой продукции*.

* Борщевский А. А., Ильин А. С. Механическое оборудование для производства строительных материалов и изделий. — М.: Высшая школа, 1987. — 368 с.

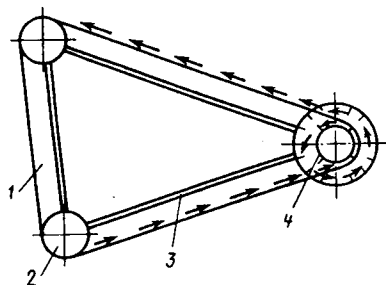


Рис. 1. Схема конвейера

1 — нерабочая ветвь конвейера; 2 — ведомый барабан; 3 — рама конвейера; 4 — ведомый барабан перегружателя с лопастями

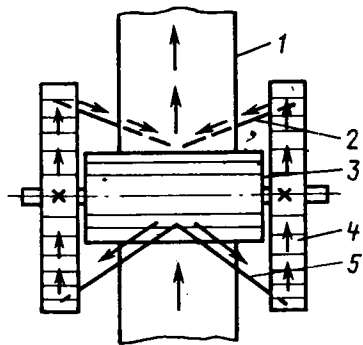


Рис. 2. Схема перегружателя

1 — рабочий орган; 2 — наклонный желоб; 3 — ведомый барабан перегружателя с лопастями; 4 — лопастные колеса; 5 — течка

Использование зигзагообразного конвейера (рис. 1) с перегружателем на ведомом барабане (рис. 2) позволит уменьшить габаритную длину транспортирующей установки и без существенных затрат обеспечит обогащение инертных материалов.

Конвейер может состоять из двух и более наклонных участков в зависимости от высоты подъема материала.

Перегружатель состоит из ведомого барабана с расположенными по его длине радиальными лопатками, наклонных желобов и двух лопастных колес, расположенных соосно и жестко соединенных с барабаном. При движении ленты транспортируемый материал захватывается радиальными лопатками и наклонными желобами пересыпается на лопастные колеса, которые подают его через течку на следующий наклонный участок конвейера. Возможные схемы конвейеров приведены на рис. 3.

Применение конвейеров подобного типа позволит уменьшить его габаритную длину и длину ленты, осуществлять одновременно при транспортировании обогащение материалов путем вымывания, высеивания или выветривания примесей, а также частичного дробления комковых материалов лопастными колесами.

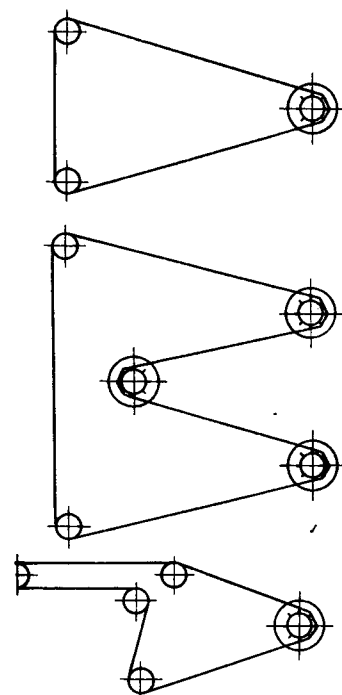


Рис. 3. Схемы зигзагообразных конвейеров

В настоящее время ведутся разработки по созданию экспериментального образца ленточного зигзагообразного конвейера с высотой подъема до 10 м.

Строительное производство

УДК 693.554.6:621.791

В. Д. ТАБЕЛЕВ, канд. техн. наук, В. А. БОНДАРЕВ, В. В. АНТОШИН, инженеры (Ин-т электросварки им. Е. О. Патона)

Высокотемпературная пайка при монтаже конструкций

Для повышения производительности и улучшения условий труда при монтаже железобетонных конструкций в некоторых странах заменяют термитную [1] и газопрессовую [2] сварку.

В институте электросварки им. Е. О. Патона разработан способ высокотемпературной пайки* для сборки арматурных стержней, положительно зарекомендовавший себя при соединении геологоразведочных труб в колонну [3]. Этот способ пайки, по нашему мнению, можно применять вместо трудоемкой ручной электродуговой сварки в

строительстве объектов из монолитного железобетона, когда один из армирующих стержней подвижен в осевом направлении.

Простейшая опытная установка состоит из подвижного и неподвижного зажимов, и гидроцилиндра. Предназначенные для спайки встык стержни устанавливают в зажимах двумя парами болтов, что обеспечивает достаточное зажатие без проскальзывания во время осадки. Гидроцилиндр осуществляет предварительное поджатие и осадку стержней, при этом шток, расположенный внутри корпуса и связанный с поршнем, перемещает подвижный зажим на заданную величину. Масло подается в гидроцилиндр по пятнадцатиметровому шлангу от передвижной на-

сосной станции НСП-400 М. Нормальная работа гидроцилиндра возможна и без использования электрической энергии, например, от насоса с ручным приводом. Масса опытной установки составляет 30 кг при габаритах $580 \times 240 \times 160$ см. Стыки нагревают накидной многопламенной горелкой на смеси пропан-бутан и кислорода. Ручное перемещение обеспечивает равномерный нагрев по периметру стыка.

Процесс пайки осуществляется следующим образом. На торцы стержней наносят пастообразный припой, в состав которого входит порошковый сплав марки ПД58Г32Н8С, изготавливаемый в НПО Тулачермет, флюс ПВ-200 и связующее вещество в виде раствора акриловой смолы в ацетоне. Вместо пасты можно использовать закладные элементы, изготавливаемые из стальной сетки по форме наперстка, на поверхность которого предварительно наносят припой и флюс. Соединяемые элементы закрепляют в зажимах установки так, чтобы стык находился на одинаковом расстоянии от скоб, а торцы соединялись друг с другом

* А. с. 1133054 СССР, МКИ³ В 23 К 1/00. Способ пайки металлических конструкций / В. К. Лебедев, В. Д. Табелев, А. С. Письменный и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1985. — № 1.

припоем. При этом установка может находиться в любом пространственном положении в зависимости от размещения армирующих стержней.

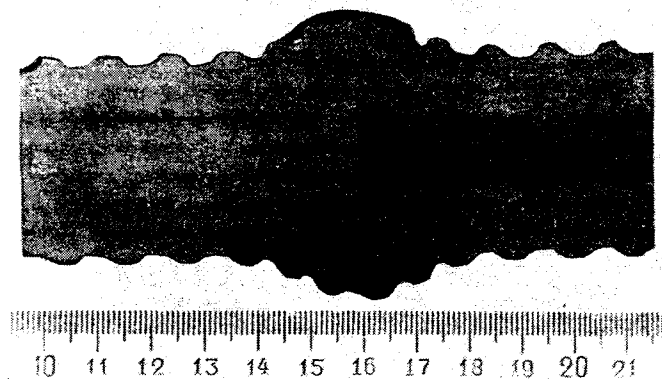
Зажженную горелку вводят в область соединения и для обеспечения нормального прогрева перемещают в противоположные относительно стыка стороны примерно на диаметр стержня. После разогрева стыка до температуры пайки (1000 °С) открывают кран подачи масла в гидроцилиндр и осуществляют осадку с усилием, которое определяется пределом текучести основного металла при температуре пайки и площадью сечения стержней. Рассматриваемая установка обеспечивала сжатие элементов силой до 70 кН.

Металлографическими исследованиями соединений установлено, что пластическое течение основного металла в плоскости контакта происходит от середины к краям с различной интенсивностью. В зависимости от этого выделяются две отличные по характеру образования зоны. В первой, связанной с относительно большими перемещениями металла, образуются общие зерна, и граница соединения исчезает; во второй — просматривается тончайший слой закристаллизовавшейся жидкой фазы. Структура этого слоя состоит из диффузионной зоны и, как правило, кристаллов наиболее тугоплавкой составляющей припоя — твердого раствора его компонентов в γ — Fe. Состав фазы определяется пределом растворимости компонентов припоя в железе при температуре пайки в соответствии с диаграммой состояния.

Таким образом, соединение в целом следует рассматривать как комбинированное с характерными особенностями для сварки давлением и пайки. Независимо от того, какая зона превалирует, механические свойства соединения будут всегда выше, чем при капиллярной пайке и по параметрам будут приближаться к сварным.

Хотя прочностные свойства наиболее употребимых для стали припоев ниже основного металла, в данном случае необходимо учитывать особенности кристаллизации швов в очень малых соединительных зазорах, образующихся после осадки. Паяные швы, толщина которых не превосходит 10 мкм, не имеют дендритной структуры, а наличие эвтектик и интерметаллидных включений носит случайный характер. По-видимому, применяемое осадочное давление обеспечивает выдавливание из зоны стыка наиболее легкоплавкой составляющей припоя, в которой концентрируются хрупкие фазы. На рис. 1 представлен макрошлиф паяного соединения арматурных стержней из стали 25Г2С

Рис. 1. Макрошлиф паяного соединения



диаметром 40 мм. Поверхность стыка покрыта выдавленным припоем, граница соединения просматривается только в средней части стержней.

Пайку применяли для арматурных стержней диаметром 18, 20, 25 и 40 мм. Стержни класса А-I разрушались по основному металлу, а класса А-III — по зоне соединения при усилиях, составляющих более 90 % прочности основного металла (600 МПа). Прочность пяти стержней из стали 25Г2С диаметром 18 мм при испытании на статический разрыв соответствовала

$$\sigma_s = \frac{543-596}{551}$$

Применение последующей термической обработки сразу же после пайки с помощью многопламенной газовой горелки без освобождения стержней из зажимов позволит получать равнопрочные соединения.

Особое значение для внедрения разработанного способа пайки имеет качество подготовки кромок. Теоретически это можно оценить, исходя из соотношений между зоной пластического деформирования в области стыка B и укорочением стержня Δl .

На основе расчета, приведенного в [4], установлена зависимость $\Delta l \geq 0,2B$, позволяющая достигать равнопрочных стыковых соединений при указанных значениях осадки.

Металлографические исследования и механические испытания образцов пока-

зали, что зона пластического деформирования соответствует половине диаметра паяемых стержней, $B \sim 0,5D$. Сопоставляя с предыдущим неравенством, получим

$$\Delta l \geq 0,2 \cdot 0,5D \text{ или } \Delta l \geq 0,1D.$$

Отсюда, допустимое значение микровыступов или впадин на спаиваемых кромках не должно превышать 10 % диаметра стержня.

Пайку образцов после механической резки исследовали с помощью переносной электрошлифовальной машины, конструкция которой позволяет менять обрабатываемые камни и в достаточной степени подготавливать поверхность кромок.

Производительность процесса высокотемпературной пайки с пластическим деформированием основного металла определяется скоростью нагрева центральной части стержня до 1000 °С, его диаметром, мощностью газового пламени и теплофизическими свойствами стали. На рис. 2 показана зависимость времени нагрева стержней из стали 25Г2С при мощности пламени накидной пропан-бутановой горелки 1400 ккал/ч от их диаметра.

Вывод

Способ высокотемпературной пайки с пластическим деформированием основного металла не требует дорогостоящего оборудования, прост в реализации и может быть использован в строительстве железобетонных конструкций при условии осевого перемещения одного из соединяемых стержней.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Kurihara Rikio. Есэцу гакайси // J. Jap. Weld. Soc. — 1985. — № 1. — Р. 43—49.
2. Заявка 58—173092 МКИ В 23 К 20/00. Активатор для газопрессовой сварки арматурных стальных прутков / Хаякава Набугаро (Япония).
3. Высокотемпературная пайка труб для геологоразведочного бурения / В. К. Лебедев, В. Д. Табелев, А. С. Письменный и др. // Автоматическая сварка. — 1989. — № 5. — С. 28—30.

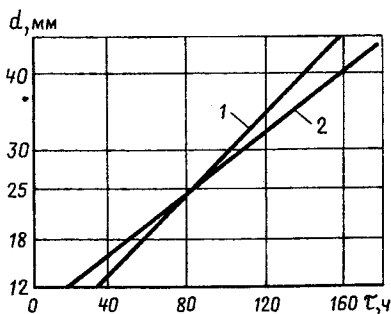


Рис. 2. Зависимость времени нагрева стержней до 1000 °С от их диаметра
1 — пропан-бутан; 2 — природный газ

Приспособление для перемещения сантехкабин под перекрытия

Расширяющиеся масштабы строительства жилых и гражданских зданий из монолитного железобетона привлекают внимание к проблеме монтажа сантехкабин, поскольку традиционный способ доставки этих крупногабаритных изделий стропом или траверсой не приемлем, так как установленная в проектное положение кабина препятствует размещению опалубки перекрытия. Практикуемый монтаж кабин на месте характеризуется потерями в темпе, трудозатратах и качестве работ.

С помощью предложенного приспособления в процессе строительства зданий из монолитного железобетона можно закатывать сантехкабины заводского изготовления после подъема обычным краном на грузовую площадку монтируемого этажа.

Приспособление включает две ходовые части, образующие при закреплении на поддоне кабины своеобразную тележку. В комплект входят три домкрата и три звена пути для облегчения перемещения тележки; звенья пути укладываются с уклоном 1:100 в сторону места установки кабины.

Ходовая часть выполнена в виде телескопической штанги, образуемой внешней и внутренней трубами. Внешняя труба служит для закрепления опорных вращающихся колес во втулках вертикальных пластин, приваренных к внешней трубе. По верху внешней трубы приваривают две опорные пластины, на которые опирается поддон кабины. Это обеспечивает фиксируемое положение внешней трубы. По торцам штанги предусмотрены жесткие скобы, образующие струбину, к которым приварены пальцы, выполняющие роль страховочных элементов при заведении их в металлические трубки закладных деталей поддона кабины. Струбина зажимается гайкой, взаимодействующей с натяжным болтом, приваренным через круглое отверстие к внешней трубе штанги.

Сборно-разборное звено пути состоит из двух автономных, параллельно расположенных швеллеров, соединенных съемными поперечными связями, которые создают необходимый уклон пути к месту монтажа кабины.

Домкрат выполнен в виде рамы, со-

стоящей из опорного и упорного швеллеров, соединенных трубчатыми стойками. В отверстие упорного швеллера пропущен грузовой болт, заканчивающийся крюком. Натяжение производят гайкой, на которую надевают автономный ключ-трубку.

С помощью описанного приспособления типовые объемные кабины, имеющие железобетонный поддон с петлями для подъема, закатывают под перекрытие. Единственное отличие монтируемой таким способом кабины от обычной состоит в том, что все выступающие за перекрытие кабины трубы временно снимают (до установки кабины). Кроме того, на заводе в поддон типовой кабины при бетонировании закладывают трубки под пальцы ходовой части.

Монтаж кабины под перекрытием производят в следующем порядке (рис. 1, 2). Кабину с помощью траверсы поднимают краном на 20...30 см от перекрытия и зажимают струбины ходовой части на поддоне, вводя пальцы скоб в отверстия металлических трубок закладных деталей поддона. Обычная траверса служит для подачи кабины в двух случаях: при наличии приемной консольной площадки на монтируемом перекрытии и при подаче в соседнее помещение, где еще не бетонировано перекрытие.

При отсутствии этих условий применяют специальную траверсу «утиный нос». Она двумя параллельными ниж-

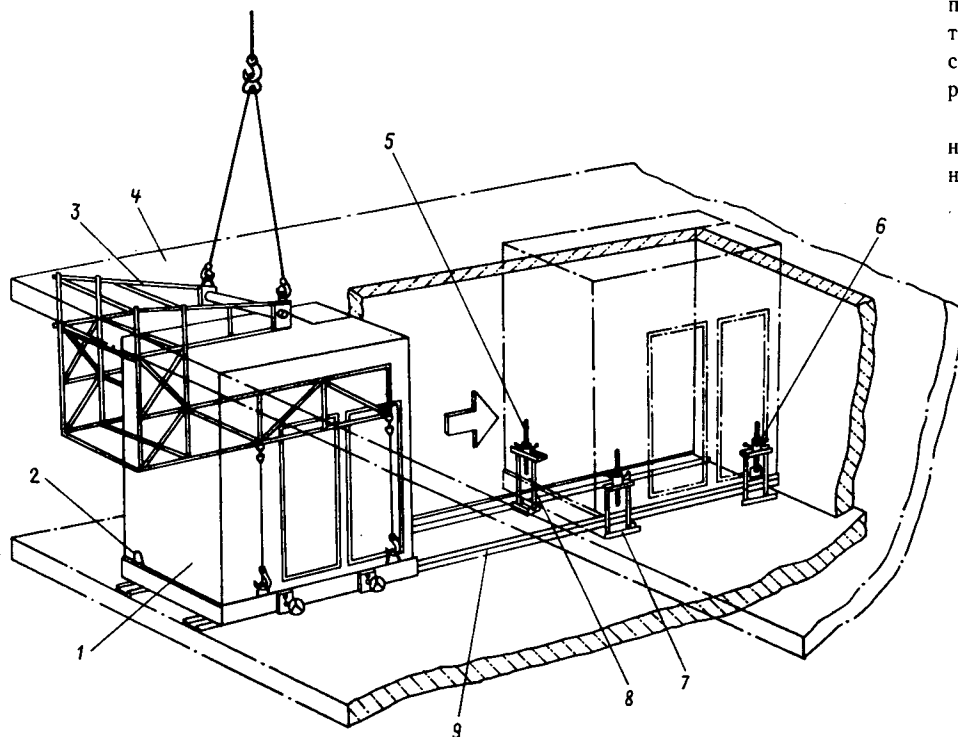


Рис. 1. Установка сантехкабины в рабочее положение
1 — кабина; 2 — петля кабины;
3 — траверса «утиный нос»; 4 — перекрытие; 5 — грузовой болт;
6 — гайка; 7 — домкрат; 8 — рама домкрата; 9 — катальные ходы

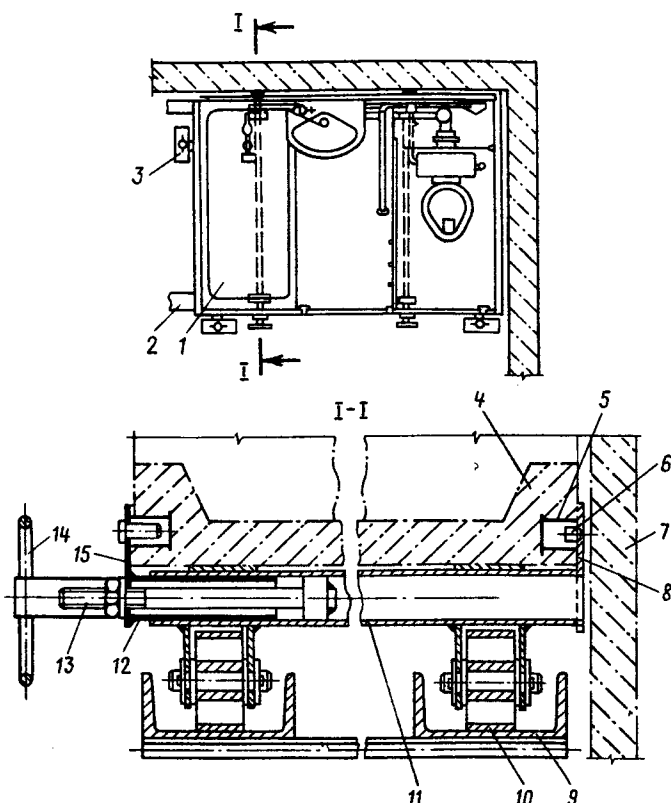


Рис. 2. Схема подъема сантехкабины тремя домкратами
1 — кабина; 2, 9 — катальные ходы; 3 — домкрат; 4 — поддон кабины; 5 — закладная деталь в виде металлической трубки; 6 — палец; 7 — стена; 8 — неподвижная скоба струбины; 10 — колесо; 11 — внешняя труба телескопической штанги; 12 — внутренняя труба штанги; 13 — натяжной болт; 14 — штурвал; 15 — подвижная скоба струбины

ними фермами с боков охватывает кабину, после чего стропами за петли поддона ее поднимают и перемещают с опорой на перекрытие монтируемого этажа, на заранее установленные катальные ходы. Крюки стропов отцепляют от кабины и закатывают ее вручную. За три свободные петли поддона кабину приподнимают на 1...2 см, катальные ходы демонтируют и домкратами опускают в проектное положение, после чего устанавливают временно снятые сантехнические детали.

Ходовая часть приспособления имеет габариты — 1670...1750×150×206 мм, массу 9,36 кг. Домкрат размерами 250×100×415...595 мм имеет грузоподъемность 700 кг, массу 7,83 кг. Звено пути габаритами 2000×1420×76 мм имеет массу 45 кг.

Внедрение этого приспособления, относимого к инвентарным, позволяет по сравнению с традиционным монтажом санузлов сэкономить трудозатраты в 3,7 раза.

Получить консультации по эксплуатации приспособления и его изготовлению, а также приобрести необходимую документацию можно в научно-техническом отделе института Моспромпроект по адресу: 121019 Москва, Проспект Маркса, 17.

В помощь проектировщику

УДК 624.073.7

Б. С. ВАСИЛЬКОВ, д-р техн. наук, проф., Г. И. МАКАРОВ, канд. техн. наук (ВЗИСИ)

Исследование плит перекрытий на свайных опорах

Одним из ответственных конструктивных элементов в крупнопанельных зданиях с высокими однорядными безростверковыми свайными фундаментами являются плиты перекрытия над техническим этажом, выполняющие роль дисков жесткости. Плиты перекрытия над техническим подвалом распределяют горизонтальные ветровые усилия между отдельными свайными опорами и служат ростверком (в соединении с цокольными панелями). Поэтому от деформативности этих плит зависит устойчивость здания в целом [1].

Для выявления картины деформированной поверхности испытывали плиты перекрытий крупнопанельных домов в производственных условиях на натуральных образцах. Плиты перекрытий размером на комнату (5698×3267×100 мм), армированные сетками Ø 8 А-III, находящимися в сжатой и растянутой зонах и соединенными в пространственный каркас хомутами Ø 5 Вр. По контуру плиты армировали дополнительными стержнями Ø 10 А-III. Плиты опирались по контуру на шесть свайных опор высотой до 2 м от поверхности земли с оголов-

ником размером 600×600×500 мм. Свайные опоры располагались в поперечном направлении с шагом 3,2, в продольном — 2,85 м. Кроме того, плита № 2 опиралась одной стороной в поперечном направлении на двутавр № 14.

Нагрузку принимали равномерно распределенной по площади и в соответствии с эксплуатационными требованиями. Создавали нагрузку с помощью плит размером 1300×400×50 мм, массой 0,65 кН, укладываемых от центра к краям плиты. Деформации фиксировали непрерывно до полной

стабилизации. Прогобы измеряли в 17-и характерных точках прогибόμεрами ПМ-3 с точностью до 0,1 мм (рис. 1). Стабилизированными считались деформации, если отсчет по ПМ-3 за 2 ч составлял 0 мм.

Нагрузка передавалась ступенями 1,25; 2,5; 3,75 и 5 кН/м².

Результаты опытов для половины плиты представлены на рис. 2. После приложения нагрузки 5 кН/м² дальнейшие испытания прекратили, из-за раскрытия трещин, превышающих нормативные. Плиту № 2 довели до разрушения. Ее прогиб в центре составил 65 мм при нагрузке 9,04 кН/м². При этом разрушающая нагрузка оказалась в 1,1 раза больше расчетной.

Применение плит, перекрытия, опирающихся на свайные опоры с оголовком в цокольном этаже крупнопанельных жилых домов повышенной этажности, потребовало проведения теоретических исследований в области деформирования. Для этого рассчитали плиту, свободно лежащую на свайных опорах, методом конечных элементов, что в большей степени отражает ее фактическую работу (см. рис. 1).

Каждый конечный элемент в узловых точках имеет три неизвестных перемещения — прогиб и два угла поворота относительно условных осей x и y для каждой точки в плоскости плиты. Приняв, что деформации каждого конечного элемента изменяются по прямолинейному закону, неизвестные перемещения в узловых точках определяют из линейных алгебраических уравнений, составленных на основе принципа возможных перемещений. За возможные перемещения принимают искомые единичные значения. Каждое уравнение отвечает соответствующему искомому перемещению W_i . Оно представляет собой сумму работ всех внутренних и внешних сил на рассматриваемом единичном перемещении $W_i=1$. Сумма работ внутренних сил состоит из работы изгибающих и крутящих моментов состояния $W_i=1$ на перемещениях этого же состояния, а также из работ изгибающих и крутящих моментов единичных состояний искомых перемещений в ближайших узлах на перемещениях $W_i=1$.

Работу внутренних сил можно выразить зависимостями:

$$A_{ij} = a_{ij}^w + b_{ij}^w; \quad (1)$$

$$a_{ij}^w = \iint_{00}^ab \frac{\bar{M}_{xy}^2}{EI} dx dy; \quad (2)$$

$$b_{ij}^w = M_i^{sp} \varphi_i + M_j^{sp} \varphi_j; \quad (3)$$

$$M_i^{sp} = \theta' G I_{d,i}; \quad (4)$$

где

a, b — геометрические размеры конечного элемента в плане; a_{ij}^w — работа

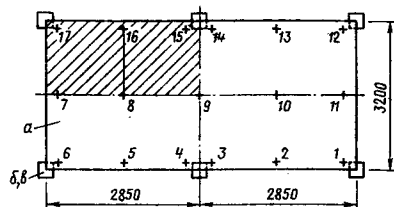


Рис. 1. Схема установки прогибόμεров ПМ-3

a — плита перекрытия; b — оголовник, размером 600×600×500 мм; c — свая размером 300×300 мм
1...17 — точки

изгибающих моментов по площади конечного элемента от единичного перемещения; $b_{ij}^w \rightarrow$ работа крутящих моментов от единичного перемещения; φ_i, φ_j — углы поворота сечения от действия крутящего момента; G — модуль сдвига; θ' — производная угла поворота от действия крутящего момента; $I_{d,i}$ — момент инерции при кручении сечения: $I_{d,i} = d\delta^2/3$; d — геометрический размер элемента плиты в плане,

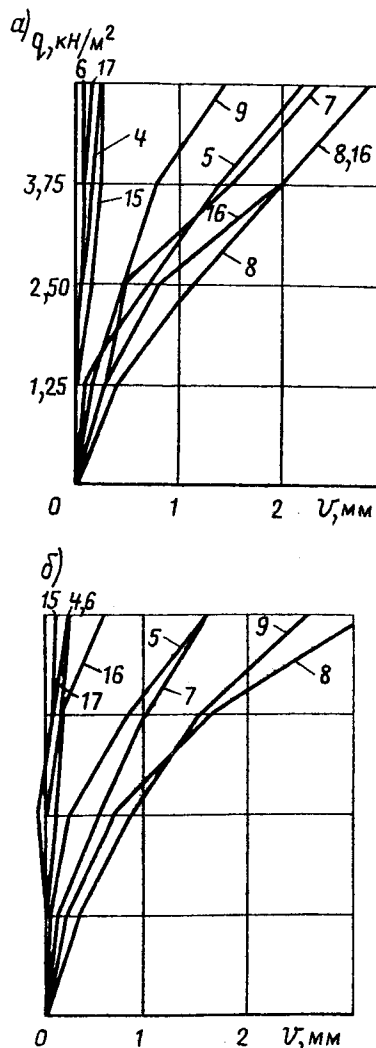


Рис. 2. Графики прогибов в точках 1...17
 a — П-1; b — П-2

перпендикулярный действию крутящего момента; δ — толщина плиты. Используя зависимость

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}, \quad (5)$$

заменяем EI на жесткость B в формуле (2) и получим

$$a_{ij}^w = \iint_{00}^ab \frac{\bar{M}_{xy}^2}{B} dx dy. \quad (6)$$

Определяя все коэффициенты по формуле (1), соответствующие работе внутренних сил, получим систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned} A_{11}W_1 + A_{12}W_2 + A_{13}W_3 + \dots + A_{1n}W_n &= Q_1; \\ A_{21}W_1 + A_{22}W_2 + A_{23}W_3 + \dots + A_{2n}W_n &= Q_2; \\ \dots &\dots \\ A_{n1}W_1 + A_{n2}W_2 + A_{n3}W_3 + \dots + A_{nn}W_n &= Q_n. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

В уравнениях (7) свободные члены соответствуют работе внешних сил на перемещениях $W_i=1$ и принимают значение, равные узловым силам или распределенной нагрузке, собранной с прилегающей к узлу площади

$$Q_i = \iint_{00}^ab q dx dy. \quad (8)$$

Решая систему (7) линейных алгебраических уравнений, получим перемещения в заданных узловых точках. Расчет при большом количестве неизвестных выполняют по стандартной программе на ЭВМ. Сравнение экспериментальных и теоретических прогибов показало удовлетворительное (до 10 %) совпадение результатов исследований. Предложенная методика расчета плит перекрытия применима лишь при условии, когда железобетонная конструкция работает без трещин (т. е. всем сечением) или при наличии трещин, которые располагаются вдоль сторон плиты (при незначительных крутящих моментах). При работе железобетонной плиты с различными схемами трещин расчет рекомендуется выполнять по более точным зависимостям [2].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Макаров Г. И. Работа конструкций цокольного этажа крупнопанельных зданий с высокими безростверковыми свайными фундаментами: Автореф. дис. ... канд. техн. наук — М., 1989. — 20 с.
2. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами — М.: Стройиздат, 1976. — 120 с.

А. М. БОЛДЫШЕВ, В. С. ПЛЕВКОВ, кандидаты техн. наук (Томский инженерно-строительный ин-т)

Расчет прочности нормальных сечений железобетонных элементов

При расчете прочности нормальных сечений железобетонных элементов на действие нескольких сочетаний продольных сил и изгибающих моментов возникают большие затруднения в определении несимметричного армирования, особенно для элементов не прямоугольного профиля.

Авторы для решения этой задачи использовали методику расчета прочности нормальных сечений железобетонных элементов в относительных величинах [1]. При этом условия прочности нормальных сечений железобетонных элементов произвольного симметричного профиля

$$\left. \begin{aligned} \alpha_m &\leq \alpha_{mb} + \alpha_{ms}; \\ \pm \alpha_n &= \alpha_{nb} + \alpha_{ns}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где α_m , α_n — относительные моменты и продольная сила, действующие в рассматриваемом сечении: $\alpha_m = M/(R_b S)$; $\alpha_n = N/(R_b A)$; α_{mb} , α_{nb} — относительный момент и продольная сила, воспринимаемые сжатой зоной бетона:

$$\alpha_{mb} = S_b/S; \quad \alpha_{nb} = A_b/A;$$

α_{ms} , α_{ns} — относительные момент и продольная сила, воспринимаемые продольной арматурой: $\alpha_{ms} = \psi_{sm} \xi_{sb} \alpha_{s, tot}$; $\alpha_{ns} = \psi_{sn} \alpha_{s, tot}$; A_b , A — площади сжатой зоны и всего нормального сечения бетона: для прямоугольного сечения

$$A_b = bx; \quad A = bh;$$

S_b , S — статические моменты сжатой зоны бетона относительно центра тяжести бетонного сечения при расчетном значении высоты сжатой зоны бетона x и при $x = h/2$: $S_b = A_b y_b$; $S = Ay/2$; для прямоугольного сечения

$$S_b = bx(h/2 - x/2); \quad S = bh^2/8;$$

y_b , y — расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести сжатой зоны бетона при расчетном значении x и $x = h/2$.

$$\left. \begin{aligned} \xi_{sb} &= \frac{2\xi_s}{\xi_b}; \\ \xi_s &= \frac{z_s}{h} = 1 - \delta - \delta'; \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

δ — относительные расстояния от равнодействующих усилий растянутой и сжатой арматуры до нижней и верхней граней сечения: $\delta = a/h$; $\delta' = a'/h$; $\alpha_{s, tot}$ — относительное усилие, воспри-

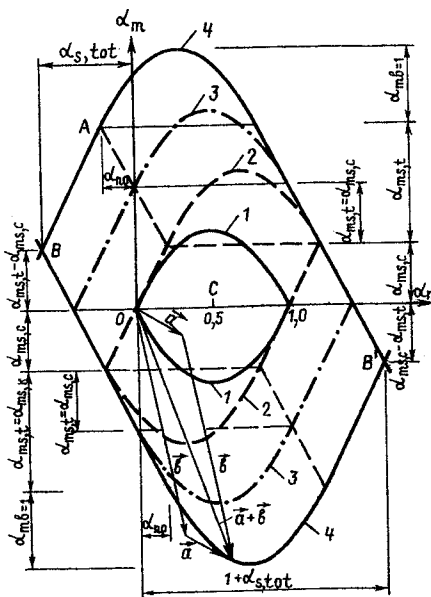


Рис. 1. Области относительной прочности нормального сечения бетонного и железобетонного элементов

1 — бетонное сечение; 2 — одностороннее армирование; 3 — симметричное армирование; 4 — несимметричное армирование

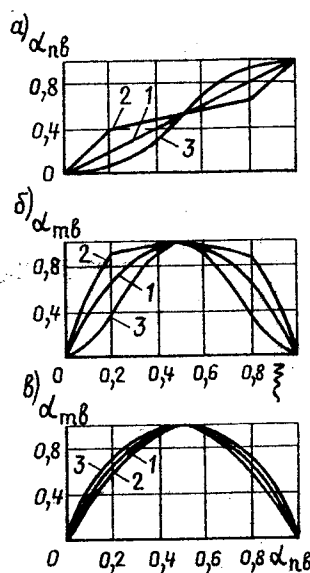


Рис. 2. Зависимости α_{nb} от ξ (а), α_{mb} от ξ (б) и α_{mb} от α_{nb} (в) для двутаврового (1), прямоугольного (2) и ромбовидного (3) сечений

нимаемое продольной арматурой, расположенной в растянутой и сжатой зонах рассматриваемого сечения:

$$\alpha_{s, tot} = \alpha_s + \alpha'_s = \frac{R_s A_s}{R_b A} + \frac{R_{sb} A'_s}{R_b A};$$

ψ_{sm} , ψ_{sn} — относительные напряжения в продольной арматуре, соответствующие изгибу и сжатию, изменяющиеся от -1 до 1 [1].

Условиям (1) соответствует область относительной прочности нормальных сечений [1], ограниченная двумя выпуклыми кривыми и четырьмя прямыми (рис. 1). Для бетонных элементов область относительной прочности ограничивается только двумя кривыми, зависящими от формы поперечного сечения элемента. Для прямоугольного сечения границы области представляют параболу. Действительно

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{nb} &= \frac{A_b}{A} = \frac{bx}{bh} = \xi; \\ \alpha_{mb} &= \frac{S_b}{S} = \frac{bx\left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2}\right)}{\frac{bh^2}{8}} = 4(\xi - \xi^2). \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Отсюда

$$\alpha_{mb} = 4(\alpha_{nb} - \alpha_{nb}^2). \quad (3')$$

Для других симметричных сечений кривые, ограничивающие область относительной прочности, незначительно отличаются от парабол, поэтому для практических расчетов можно использовать параболы. На рис. 2 показаны зависимости $\alpha_{nb} = f_1(\xi)$, $\alpha_{mb} = f_2(\xi)$ и $\alpha_{mb} = f_3(\alpha_{nb})$ для бетонных элементов двутаврового, прямоугольного и ромбовидного сечений. Относительные значения α_{nb} и α_{mb} совпадают только в трех точках (при $\xi = 0$, $\xi = 0.5$ и $\xi = 1$). При остальных ξ α_{nb} и α_{mb} существенно отличаются друг от друга. Однако для зависимостей $\alpha_{mb} = f_3(\alpha_{nb})$ отличия незначительны, при этом для сечений, площадь которых концентрируется у крайних (сжатых и растянутых) волокон (двутавровых, Х-образных, тонких кольцевых и др.), кривые располагаются несколько ниже параболы, а для ромбовидных, крестообразных, круглых и многоугольных сечений — выше.

При установке продольной арматуры выпуклые кривые области прочности отодвигаются от оси α_n на $\alpha_{ms} = \alpha_{s, tot} \xi_{sb} = \alpha_{msl} + \alpha_{msc} = (\alpha_s + \alpha'_s) \xi_{sb}$. Перераспределение арматуры из сжа-

($R_b=8,5$ МПа) и армирован стержнями класса А-III ($R_s=R_{sc}=365$ МПа), $a=a'=30$ мм ($\zeta_s=(h-a-a')/h=(600-30-30)/600=0,9$), $\zeta_{sb}=2\zeta_s/\zeta_b=2 \times 0,9/0,5=3,6$.

На жесткий элемент ($\eta_i=1$) действуют изгибающие моменты M_i и продольные силы N_i , приведенные в таблице. Для первого нагружения относительная продольная сила $\alpha_{n1}=235 \cdot 10^3/(8,5 \cdot 2,4 \times 10^6)=0,115$, относительный момент $\alpha_{m1}=191 \cdot 10^6/(8,5 \cdot 1,8 \cdot 10^7)=1,25$. Для других нагружений α_{ni} и α_{mi} приведены в таблице. В координатах α_n , α_m откладывают α_{ni} , α_{mi} . В результате получают семь точек, определяющих концы векторов внешних воздействий (рис. 4). Накладывая шаблоны с нанесенными на них верхней и нижней границами области, добиваются такого их положения, при котором все точки располагаются внутри или на границе области, а $\alpha_{ms}^{min}=0,55$; при этом $\alpha_{no}=-0,11$. Затем вычисляют площади поперечного сечения арматуры $A_s=$
 $=R_b A(\alpha_{ms}/\zeta_{sb}-\alpha_{no})/(2R_s)=8,5 \cdot 2,4 \cdot 10^5 \times (0,55/3,6-(-0,11))/(2 \cdot 365)=734$ мм²
 $A'_s=R_b A(\alpha_{ms}/\zeta_{sb}+\alpha_{no})/(2R_{sc})=8,5 \cdot 2,4 \times 10^5(0,55/3,6+(-0,11))/(2 \cdot 365)=$
 $=120$ мм².

Загружения	N_i , кН	M_i , кН·м	α_{ni}	α_{mi}
1	235	191,0	0,115	1,250
2	1051	226,0	0,515	1,480
3	1673	45,1	0,820	0,295
4	2122	-82,6	1,040	-0,540
5	826	-182,0	0,405	-1,190
6	-204	55,1	-0,100	0,360
7	0	113,0	0,000	0,740

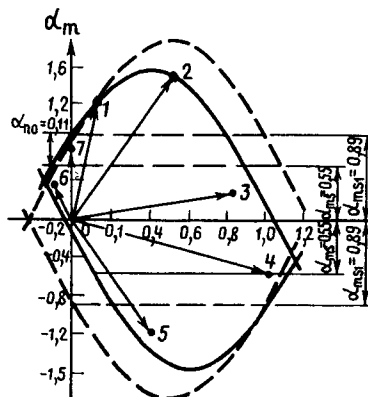


Рис. 4. Определение армирования сечения с помощью области относительной прочности
 — несимметричное армирование;
 — симметричное армирование; 1...7 — векторы нагружения

При симметричном армировании $\alpha_{ms}=0,89$, $\alpha_{no}=0$; $A_s=A'_s=8,5 \cdot 2,4 \cdot 10^5(0,89/3,6-0)/(2 \cdot 365)=691$ мм²; суммарное армирование $A_s+A'_s=2 \cdot 691=1382$ мм², т. е. в 1,62 раза больше, чем при несимметричном армировании.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Болдышев А. М., Плевков В. С. К расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов // Бетон и железобетон.— 1989.— № 12.— С.
2. Болдышев А. М., Плевков В. С. Шаблоны для расчета прочности нормальных сечений железобетонных элементов.— Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ.— 1988.— 10 с.
3. Болдышев А. М., Плевков В. С. Методические указания по расчету на ЭВМ прочности нормальных сечений железобетонных элементов.— Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ.— 1989.— 36 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01—84)/ЦНИИПромзданий Госстроя СССР.— М.: Стройиздат.— 1986.— 192 с.

УДК 624.012.45.046

П. Ф. ВАХНЕНКО, д-р техн. наук, проф. (Полтавский инженерно-строительный ин-т)

Граничная высота сжатой зоны при сложных деформациях

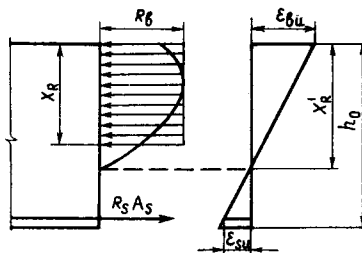
Граничная относительная высота сжатой зоны, которую СНиП 2.03.01—84 рекомендует определять по формуле (25), получена на основе экспериментов с образцами в основном прямоугольного сечения, испытывающими плоский изгиб или внецентренное сжатие [1]. При более сложных деформациях (косой изгиб и косое внецентренное сжатие) сжатая зона имеет форму, отличающуюся от прямоугольника. Это, естественно, отражается на напряженно-деформированном состоянии этой зоны и на ее граничной высоте [2], причем не только вследствие переменной ширины сечения, но и в связи с различной предельной деформативностью крайнего сжатого волокна.

Поскольку высота неразрывно связана с предельным удлинением растянутой арматуры ϵ_{su} и с максимальным

укорочением бетона наиболее удаленного от нейтральной линии волокна в ребре сечения ϵ_{bu} , то ее математическое выражение можно записать в виде (см. рисунок)

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_{su}} = \frac{1}{1 + \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{bu}}} \quad (1)$$

Основная трудность при использо-



Граничная высота сжатой зоны

вании этой формулы заключается в определении предельных деформаций материалов, особенно ϵ_{bu} , связанной с характером зависимости $\sigma_b - \epsilon_b$. В настоящее время известно несколько предложений по ее аналитическому описанию [3, 4]. Поскольку в конце нисходящей ветви все они дают близкие результаты, то секущий модуль деформации бетона в этом состоянии можно принять в соответствии с выражением (6) [4]

$$E'_b = E_b(0,03 + 0,0047B) \quad (2)$$

Тогда

$$\xi'_R = \frac{1}{1 + \frac{R_s}{\alpha R_b(0,03 + 0,0047B)}} \quad (3)$$

где α — отношение модулей упругости арматуры и бетона; B — класс бетона.

Для перехода от фактических значений x'_R и ξ'_R к расчетным x_R и ξ_R , соответствующим прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне бетона, в формулу (3) необходимо ввести коэффициент полноты эпюры ω . Его можно определить по формуле (15) норм, в первом приближении допускается принимать равным характеристике сжатой зоны, подсчитываемой по формуле (26) СНиПа. Тогда

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\alpha R_b(0,03 + 0,0047B)}} \quad (4)$$

Эта зависимость получена для элементов без преднапряжения. При его наличии вместо R_s необходимо подставлять приращение напряжений σ_{sR} .

По своей структуре формула (3) и равенство (25) норм аналогичны. Значения ξ_R при плоском изгибе и внецентренном сжатии очень близки. Однако предложенная формула, выведенная с учетом влияния на пластические свойства бетона угла наклона силовой плоскости, благодаря введению коэффициента полноты эпюры [4] и при определении предельной деформативности бетона наиболее нагруженного волокна, носит универсальный характер — она пригодна для расчета элементов, работающих на косой изгиб и косое внецентренное сжатие.

Следует отметить, что высота сжатой зоны связана с ее статическим моментом, и поскольку в некоторых случаях использование этого момента упрощает расчет, то есть необходимость установления граничного значения статического момента площади сжатой зоны бетона относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей в растянутой арматуре, часто совпадающей с центром ее тяжести. Для этого S_{bR} запишем в функции от ξ_R . После преобразований

$$S_{bR} = 0,9\omega S_0, \quad (5)$$

где S_0 — статический момент всего рабочего сечения относительно рассматриваемой оси.

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя силовая плоскость не совпадает с осью симметрии сечения (косой изгиб, косое внецентренное сжатие) [5], следует производить в зависимости от соотношения между относительной высотой сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и ξ_R , полученным по формуле (4).

Для экспериментальной проверки предложенных зависимостей в Полтавском инженерно-строительном институте испытали железобетонные элементы прямоугольного, таврового и

двутаврового сечений на косой и плоский изгиб, косое и плоское внецентренное сжатие. Из 98 образцов 76 разрушились по сжатой зоне. Для установления достоверности ξ_R и несущую способность образцов вычисляли по различным методикам [2, 5]. При сравнении результатов установлено, что при плоском изгибе и внецентренном сжатии данные вычислений практически совпали. При сложных же деформациях наиболее близкими к опытным оказались значения, вычисленные по предлагаемой методике. Среднее арифметическое отклонение ξ_R составило 6,3, а среднее квадратическое 5,1 %. Аналогичные отклонения получены для несущей способности перестроенных образцов. Трудоемкость предложенной методики практически такая же как и нормативной. Исходя из этого, при расчете косонизгибаемых и кососжимаемых железобетонных элементов и определении границы их перестроения рекомендуется использовать рассмотренную методику.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А. А. Гвоздева. — М.: Стройиздат. — 1978. — 204 с.
2. Гуца Ю. П., Ларичева И. Ю., Саканов К. Т. Влияние формы поперечного сечения элементов на прочность, трещиностойкость и деформативность // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 19—20.
3. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Петров А. Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ. — 1986. — С. 7—25.
4. Вахненко П. Ф., Кондель В. Н. Об учете пластических свойств бетона при расчете кососжимаемых и косонизгибаемых железобетонных элементов // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1989. — № 10. — С. 6—9.
5. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях / Под ред. М. С. Торяника. — М.: Стройиздат. — 1974. — 297 с.

КОНСТРУКЦИОННЫЙ ШЛАКОПЕМЗОБЕТОН ПОВЫШЕННОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

Предназначен для изготовления элементов жилых зданий (балконные плиты, панели крыш безрулонной кровли, лотки крыш и др.), инженерных сооружений (панели стен очистных сооружений) и дорог (бордюрные камни, тротуарные плиты), эксплуатирующиеся в условиях циклического замораживания и оттаивания при постоянном или эпизодическом водонасыщении.

Шлакопемзобетон классов по прочности В20...В40 имеет марки по водонепроницаемости W8...W12, марки по морозостойкости F800...F1500.

В сравнении с равнопрочным тяжелым бетоном себестоимость ниже в среднем на 5,2 р/м³, масса — на 550 кг/м³, долговечность в среднем выше вдвое.

Годовой экономический эффект — 120 тыс. руб.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, ЦНИЛ ТСО «Липецкстрой» Минюгстроя СССР.

Изготовители: ДСК ТСО «Липецкстрой», ПО «Стройиндустрия», ТСО «Липецкстрой» Минюгстроя СССР.

Адрес НИИЖБа: 109428, Москва, 2-я Институтская, 6.

Развитие трещин при длительном нагружении

Исследование развития трещины во времени возможно лишь при условии ее устойчивого роста, поэтому в качестве опытных образцов использовали плиты размером $20 \times 60 \times 5$ см, ослабленные центральным отверстием диаметром 5 см, обеспечивающие приведенное требование [1]. В экспериментах применяли бетоны на гравийном щебне ($R_m = 30,5$ МПа), керамзите Ленинградского керамического завода ($R_m = 26,2$ МПа), вулканических шлаках месторождений Сагамо ($R_m = 26,8$ МПа) и Оками ($R_m = 15,4$ МПа) СССР.

Плиты, ослабленные отверстиями, загружали в силовых пружинных установках, усилия от пружин которых передавались на образцы через жесткие плиты, обеспечивающие приложение нагрузки через шаровые шарниры. На образцы эпоксидной мастикой приклеивали уголки с закрепленными на них шпильками, снабженными шариками. В них вставляли выбитый в торцах компаратора треугольный керн. На компараторе установлен индикатор часового типа с ценой деления 0,01 мм. Деформации измеряли в трех сечениях призмы — по оси образца (база 440 мм), в верхней крайней четверти (база 185 мм) и в горизонтальном направлении у низа отверстия

(база 185 мм). За развитием трещин наблюдали при помощи стереоскопического микроскопа МБС-2 с окулярным микрометром.

Одновременно для замера деформации ползучести бетона загрузили четыре призмы размером $10 \times 10 \times 40$ см, уровни нагружения которых соответствовали максимальным уровням плит с отверстиями данного состава.

Анализом изменений длин трещин во времени установлено, что развитие трещины по длине происходит в первые 30...40 сут и носит затухающий характер. Поэтому приращение длины трещины можно вычислить по формуле

$$\Delta l(t, \tau) = \Delta l(\infty, \tau) [1 - e^{-\eta(t-\tau)}], \quad (1)$$

где $\Delta l(\infty, \tau)$ — максимальное приращение длины трещины: $\Delta l(\infty, \tau) = a l_0$, поскольку максимальная длина трещины превышает для тяжелого бетона ее начальную длину не более чем в 2,4 раза, а для легкого — в зависимости от вида применяемого заполнителя в 3...5 раз; l_0 — начальная длина трещины; a — численный коэффициент: $a = 1,4$ для тяжелых бетонов, $a = 2...4$ для легких бетонов.

Для определения l_0 можно использовать формулы механики разрушения, связывающие K_{Ic} и l_0 . Для данного вида нагружения [2]

$$K_{Ic} = P_* \sqrt{2\pi R} \sqrt{\frac{1 - (1 + \delta)^{-4}}{2(1 + \delta)}} \times \frac{2(1 + \delta)}{[1 + (1 + \delta)^2]^2}, \quad (2)$$

где P_* — нагрузка, действующая на образец; $\delta = l_0/R$; R — радиус отверстия; γ — численный коэффициент, характеризующий скорость развития трещины, зависящий от η : $\gamma = 0,4\eta$.

Изменение ширины раскрытия трещины во времени можно находить из источника [3]

$$a_{cr}(t, \tau) = [1 + E_b C(t, \tau)] a_{cr}^0, \quad (3)$$

a_{cr}^0 , $a_{cr}(t, \tau)$ — начальная ширина раскрытия трещины и в момент времени t ; $C(t, \tau)$ — мера ползучести.

E_b устанавливали по испытаниям бетонных призм, изготовленных из того же замеса, что и образцы, под воздействием длительной нагрузки. $C(t, \tau)$ находили по деформациям ползучести, замеренным на образцах, ослабленных отверстиями, и на призмах. Ширину раскрытия трещин фиксировали микроскопом и контролировали с помощью показаний компараторов на горизонтальной базе.

Сопоставление подсчитанных по формуле (3) значений $a_{cr}(t, \tau)$ с полученными из опыта приведено в таблице. Там же приведены действующие на образец напряжения и уровни нагрузки η (отношение действующей длительной нагрузки к кратковременной разрушающей). В результате получено хорошее совпадение опытных и теоретических значений ширины раскрытия трещин во времени.

Приведенные формулы выгодно отличаются от существующих, имеют ясный физический смысл и могут успешно применяться при проектировании.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пирадов А. Б., Габуния Г. Ш. К методике определения критического коэффициента интенсивности напряжений бетона // Известия вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1989. — № 2. — С. 9—11.
2. Каминский А. А. Хрупкое разрушение вблизи отверстий. — Киев: Наукова думка. — 1982. — 158 с.
3. Зайцев Ю. В. Моделирование деформаций и прочности методами механики разрушения. — М.: Стройиздат. — 1982. — 196 с.

Продолжительность действия нагрузки, сут	Тяжелый бетон	Бетон на заполнителе Оками	Бетон на заполнителе Сагамо	Керамзитобетон
1	0,015/0,018 ² 0,015/0,015 0,022/0,018	0,015/0,018 ³ 0,007/0,007 0,022/0,020	0,030/0,034 ⁴	0,090/0,090 ⁵ 0,030/0,030 0,090/0,090
3	0,030/0,020 0,022/0,018	0,007/0,007 0,030/0,024	0,030/0,034	0,030/0,030 0,090/0,090
7	0,030/0,020 0,030/0,026	0,007/0,008 0,030/0,026	0,030/0,034	0,037/0,036 0,105/0,100
15	0,037/0,030 0,030/0,026	0,015/0,010 0,030/0,027	0,037/0,038	0,045/0,036 0,105/0,100
21	0,037/0,033 0,037/0,031	0,015/0,013 0,045/0,032	0,037/0,038	0,045/0,044 0,105/0,100
37	0,037/0,033 0,045/0,046	0,015/0,013 0,045/0,045	0,045/0,041	0,052/0,044 0,150/0,131
67	0,037/0,037	0,015/0,020	0,045/0,053	0,060/0,053

Примечания: 1. Перед чертой — опытные данные, после черты — по формуле (3). 2. Над чертой — $\sigma_{дл} = 4,9$ ($\eta = 0,23$), под чертой — 9,8 МПа ($\eta = 0,46$). 3. Над чертой $\sigma_{дл} = 4,9$ ($\eta = 0,45$), под чертой — 3 МПа ($\eta = 0,28$). 4. $\sigma_{дл} = 7,4$ МПа ($\eta = 0,32$). 5. Над чертой — $\sigma_{дл} = 5,9$ ($\eta = 0,4$), под чертой — 3 МПа ($\eta = 0,2$).

Расчет изгибаемых элементов на динамические нагрузки по предельным состояниям

В настоящее время изгибаемые железобетонные конструкции, армированные сталью с площадкой текучести, рассчитывают на действие динамических нагрузок с использованием билинейной идеальной упругопластической диаграммы деформирования [1]. Однако после окончания пластической стадии работы они обладают еще достаточным резервом прочности [2]. Для учета резерва несущей способности предлагается при расчете конструкций использовать полную полигональную диаграмму деформирования сечений и соответствующие ей предельные состояния конструкции [3].

В общем случае при действии на балку динамической нагрузки $P(x, t)$ наиболее напряженное сечение конструкции проходит четыре характерных стадии работы (рис. 1). На каждой стадии работы сечения конструкцию считают системой с одной степенью свободы. При расчете балки в упругой стадии используют известные методы для определения динамических прогибов и внутренних усилий.

При работе наиболее напряженного сечения за пределом упругости кон-

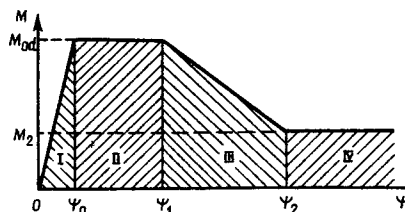


Рис. 1. Полная расчетная диаграмма деформирования сечения для изгибаемых железобетонных элементов

Стадии: I — упругая; II — пластическая; III — снижения несущей способности; IV — остаточной прочности

струкцию рассматривают как механизм, состоящий из двух жестких звеньев, соединенных шарниром пластичности (рис. 2). Изгибающий момент в шарнире пластичности $M(\psi)$, воспринимаемый сечением, меняется в соответствии с полной полигональной диаграммой в зависимости от условного угла раскрытия трещины ψ (см. рис. 1).

Критерием исчерпания несущей способности при заданных ограничениях является предельный угол раскрытия трещины в условном шарнире пластич-

ности ψ_u , который назначают в зависимости от относительной высоты сжатой зоны сечения ξ , соответствующей концу упругой стадии работы сечения, и требований, вытекающих из условий эксплуатации [3].

Рассмотрим каждую стадию работы сечения при действии на шарнирно опертую балку равномерно распределенной по пролету l динамической нагрузки $P(t)$. Если к балке будет приложена такая нагрузка, при которой конструкция остановится, не достигнув наибольшего упругого прогиба W_0 (см. рис. 2), соответствующего углу ψ_0 , то рабочая арматура в растянутой зоне не достигнет предела текучести и наиболее напряженное сечение будет деформироваться в пределах стадии I.

Дифференциальное уравнение, описывающее движение конструкции в упругой стадии [1]:

$$BW_d^{IV} + m\ddot{W}_d = P(t), \quad (1)$$

где B — жесткость балки; m — погонная масса, $W_d(x, t)$ — динамический прогиб.

При достижении конструкцией прогиба W_0 (см. рис. 2) $M_{max} = M_{0,d}$ и сечение переходит в пластическую стадию работы. Из этого условия определяют динамическую нагрузку, при которой достигается предельное состояние I.

Если в момент перехода из упругой стадии работы сечения в пластическую (см. рис. 2), при $t = t_0$ конструкция имеет положительную скорость $\dot{\psi}_0$, то при дальнейшем деформировании наиболее напряженное сечение будет работать в пределах стадии II. Дифференциальное уравнение движения конструкции при пластической стадии работы сечения

$$\frac{ml}{3} \ddot{\varphi}(t) = P(t) - P_0, \quad (2)$$

где $\ddot{\varphi}(t)$ — ускорение угла поворота половины балки при работе конструкции за пределом упругости; P_0 — погонная нагрузка, вызывающая максимальный упругий прогиб и воспринимаемая конструкцией на стадии пластической работы сечения: $P_0 = \frac{8(M_{0,d} - M_g)}{l^2}$; M_g — изгибающий мо-

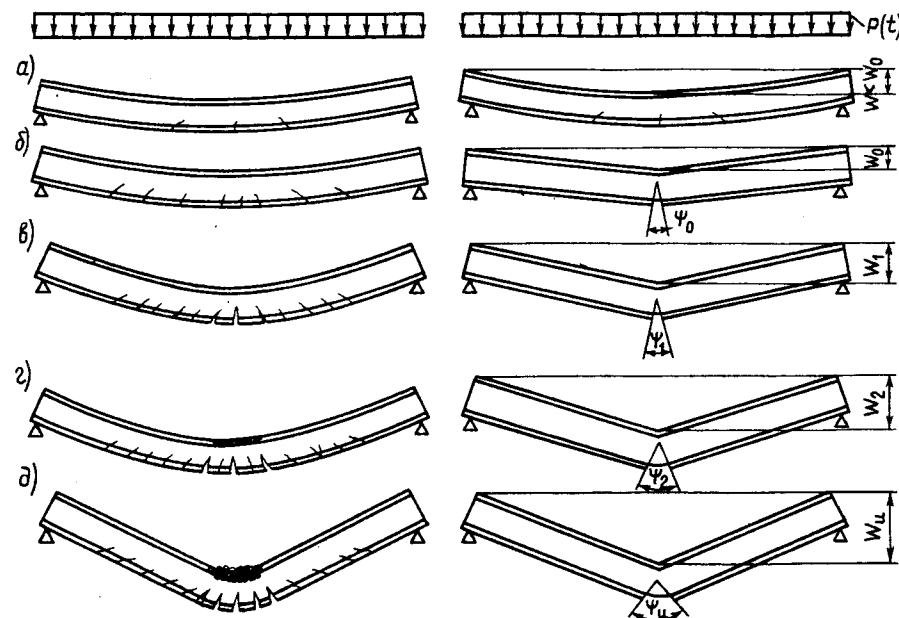


Рис. 2. Действительные и расчетные схемы деформирования изгибаемого железобетонного элемента

а, б — при упругой работе; в, г, д — при работе за пределом упругости

мент в наиболее напряженном сечении, возникающий от действия постоянной нагрузки интенсивностью q .

Для решения уравнения (2) используют начальные условия, соответствующие концу упругой стадии работы: при $t=t_0$ $\psi(t_0)=\psi_0$; $\dot{\psi}(t_0)=\dot{\psi}_0$.

Если максимальный прогиб балки W_m достигается на стадии пластической работы сечения, то конструкция не достигнет предельного состояния II, если $\psi(t_m) < \psi_{u,II}$ ($\psi_{u,II}$ — предельный угол раскрытия трещины в условном шарнире при пластической работе сечения [3]).

Предельную динамическую нагрузку при расчете конструкции по предельному состоянию II определяют из условия

$$\psi(t_m) = \psi_{u,II}. \quad (3)$$

Если в момент достижения условного угла ψ_1 (см. рис. 2) конструкция будет иметь положительную скорость $\dot{\psi}_1$, то при дальнейшем движении (при $t > t_1$) наиболее напряженное сечение начнет работать на стадии снижения несущей способности. Для этого этапа работы конструкции также составляют дифференциальное уравнение движения

$$\frac{ml}{3} \ddot{\psi}(t) = P(t) - P(\psi), \quad (4)$$

где $P(\psi)$ — погонная нагрузка, которую воспринимает конструкция на стадии снижения несущей способности сечения, зависящая от угла раскрытия трещины в условном шарнире пластичности, ее находят из выражения для определения P_0 при замене $M_{0,d}$ на $M(\psi)$.

При решении дифференциального уравнения (4) используют начальные условия, соответствующие концу пластической работы сечения: при $t=t_1$ $\psi(t_1)=\psi_1$; $\dot{\psi}(t_1)=\dot{\psi}_1$. При достижении максимального прогиба на данном этапе работы сечения должно соблюдаться условие $\psi(t_m) \leq \psi_{u,III}$ ($\psi_{u,III}$ — предельный угол раскрытия трещины в условном шарнире пластичности при работе сечения на стадии снижения несущей способности [3]). Значение предельной динамической нагрузки при расчете по предельному состоянию III определяют из равенства $\psi(t_m) = \psi_{u,III}$.

Расчетные параметры	Предельные состояния			
	I	II	III	IV
P , кН/м	390,5/18,4	887,6/30,8	1220/31,5	2297/31,6
W_m , см	1,2/1,2	4,56/4,56	10,02/5,57	16,20/∞
ψ_m , рад	0,038/0,038	0,106/0,106	0,215/0,126	0,337/π

Примечание. Перед чертой — для кратковременной динамической нагрузки ($\tau=0,001$ с), после черты — для продолжительной ($\tau=\infty$).

При положительной скорости в момент достижения угла ψ_2 (см. рис. 2) возможен переход работы сечения в стадию остаточной прочности. Для этого этапа работы конструкции справедливо дифференциальное уравнение движения

$$\frac{ml}{3} \ddot{\psi}(t) = P(t) - P_2, \quad (5)$$

где P_2 — погонная нагрузка, которую воспринимает конструкция при деформировании сечения на стадии остаточной прочности, ее определяют при замене $M_{0,d}$ на M_2 ;

$$M_2 = 0,425 M_{0,d} e^{-1,68\psi}. \quad (6)$$

При решении уравнения (5) используют начальные условия, соответствующие концу снижения несущей способности сечения: при $t=t_2$ $\psi(t_2)=\psi_2$; $\dot{\psi}(t_2)=\dot{\psi}_2$.

Предельное состояние IV нормируется предельным условным углом $\psi_{u,IV}$, который соответствует допустимым из условий эксплуатации перемещениям W_u (см. рис. 2). В связи с этим из условия $\psi(t_m) = \psi_{u,IV}$ находят нагрузку, при которой достигается это предельное состояние.

В зависимости от геометрических размеров, армирования, вида и продолжительности действия динамических нагрузок, а также ограничений, вытекающих из условий эксплуатации, возможно возникновение предельного состояния на всех стадиях работы сечения.

По разработанной программе рассчитана шарнирно-опертая балка пролетом $l=200$ см, сечением $b \times h = 30 \times 15$ см, изготовленная из бетона класса В20, армированная в растянутой зоне $\Phi 12A-III$, а в сжатой зоне — конструктивной арматурой на действие кратковременной и продолжительной

равномерно распределенной по пролету динамической нагрузки $P(t) = P \left(1 - \frac{t}{\tau}\right)$ при $0 \leq t \leq \tau$; $P(t) = 0$ при $t > \tau$.

Для данной конструкции найдены расчетные параметры диаграммы деформирования [3]: $\psi_0=0,0384$; $\psi_1=0,107$; $\psi_2=0,23$ рад; $M_{0,d}=18,95$; $M_2=5,43$ кН·м.

Амплитудные значения динамической нагрузки P , максимальные прогибы W_m и максимальные условные углы раскрытия трещины ψ_m для различных предельных состояний приведены в таблице.

Анализ результатов расчета свидетельствует о том, что амплитудные значения динамической нагрузки, при которых достигается одно из предельных состояний, существенно зависит от продолжительности ее действия.

Предлагаемый метод расчета позволяет создать более экономичные конструкции благодаря полному использованию несущей способности сечений, также установить предельные значения допустимых динамических нагрузок, при которых достигается заданное предельное состояние.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений. — М.: Стройиздат, 1980. — 190 с.
2. Попов Н. Н., Плотников А. И., Белобров И. К. Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 19—20.
3. Орленко А. Н., Емышев М. В. Диаграмма работы сечений изгибаемых элементов при расчете по предельным состояниям // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 33—34.

УДК 620.179.01

В. А. ЗУБКОВ, канд. техн. наук, И. В. СЕМЕРКОВ,
инж. (Куйбышевский инженерно-строительный ин-т)

Повышение точности определения скорости ультразвука в бетоне

На строительных объектах и заводах ЖБИ при ультразвуковом контроле приходится определять скорость ультразвука, по которой с использованием градуировочной зависимости устанавливают прочность бетона. К точности нахождения скорости при этом предъявляются достаточно высокие требования, поскольку известно, что погрешность скорости 1 % приводит к погрешности прочности бетона до 6 %. В настоящее время скорость ультразвука в бетоне определяют косвенным образом как частное от деления пройденного ультразвуком расстояния (базы измерения) на время, затраченное на его преодоление.

Для измерения времени распространения ультразвука в бетоне используют приборы УКБ-1М, УК-10П и УК-10ПМ, оснащенные электронно-лучевой трубкой. Отсчет t_0 в них производят по визуальному началу фронта импульса (точка а на рис. 1). В приборах без электронно-лучевой трубки УК-14П и Бетон-12 отсчет t_0 осуществляют по пересечению фронта импульса с заданным пороговым уровнем. Неидентичность отсчета t_0 обуславливает большое (до 10 %) расхождение в результатах измерения этого времени по различным приборам.

При использовании приборов с электронно-лучевой трубкой отмечается кроме того субъективная погрешность измерения t_0 , связанная с визуальным определением начала фронта импульса. Она может быть значительной, поскольку начальная часть фронта, прошедшего через бетон ультразвукового импульса, весьма пологая и на ее крутизну влияет не только сам контролируемый материал, но и другие факторы. Для уменьшения указанной погрешности предлагается отсчет t_0 производить не по точке а, а по точке в — много пересечения переднего фронта импульса, аппроксимированного синусоидой, с нулевым уровнем, (см. рис. 1). Заштрихованная площадь зоны А — следствие влияния акустического кон-

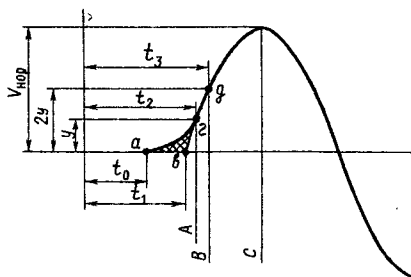


Рис. 1. Характер сигнала от переднего фронта головной волны

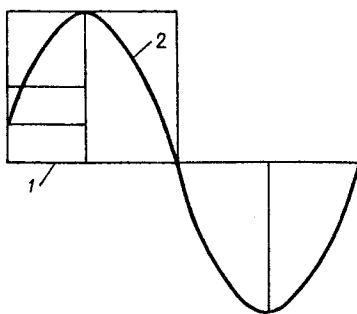


Рис. 2. Положение осциллограммы в момент измерения t_2
1 — маска; 2 — осциллограмма

такта преобразователей с бетоном и многих других факторов. В отсутствие отмеченного влияния заштрихованная площадь равнялась бы 0 и точка а совпадала бы с точкой в. Поскольку в реальных случаях зона А имеется, а точки в не существует, то для ее нахождения, а, следовательно, и установления t_1 предлагается следующая методика.

Передний фронт импульса условно разбивают на три отрезка — зоны А, Б, и В на рис. 1. Зона А включает начальный криволинейный участок фронта между точками а и г, точке г соответствует уровень y . Зона Б имеет синусоидальный участок фронта с минимальным изменением крутизны между точками г и д, последнюю из которых выбирают на уровне в два раза большем уровня y . Принимая $y = V_{\text{нор}}/4$ ($V_{\text{нор}}$ — амплитудное значение первого полупе-

риода импульса) и считая, что участок фронта между точками в и д близок к линейному, получим $t_1 = 2t_2 - t_3$ (t_2, t_3 — временное положение точек г и д фронта по отношению к началу отсчета t_1).

Описанная методика сравнительно просто реализуется с помощью приборов УКБ-1М, УК-10П и УК-10ПМ. Для этого на экран электронно-лучевой трубки прибора необходимо установить маску из стекла или другого прозрачного материала, на которой нанесены три горизонтальные линии, на нулевом уровне и уровнях y и $2y$, а также вертикальная линия, соответствующая началу развертки луча на экране. Регулируя задержку развертки, измеряют время t_2 и t_3 , поочередно совмещая начало развертки с точками пересечения вертикальной линии с первой и второй горизонтальными линиями маски. Взаимное положение сигнала и линий маски при измерении времени t_2 показано на рис. 2. По измеренным значениям t_2 и t_3 , пользуясь приведенной формулой, вычисляют t_1 .

Описанная методика легко поддается автоматизации. Для этой цели разработана электронная схема двухуровневого компаратора. При использовании микропроцессоров для определения точки в отсчета времен и распространения ультразвука применить уравнение синусоиды, аппроксимирующей передний фронт импульса, что повысит точность измерений. Опыт практического внедрения предложенной методики подтвердил, что по сравнению с традиционной устраняется субъективная погрешность измерения t_0 и, следовательно, повышается точность измерения скорости ультразвука в бетоне. Применение предлагаемой методики измерения времени распространения ультразвука в различных приборах позволит достигнуть единообразия измерений.

УДК 624.012.45

О. Е. ТРЕТЬЯКОВ, канд. техн. наук (ТашПИ); И. О. ТАРАСОВ, инж. (ЦНИИОМТП)

Применение НЦ для усиления сборно-монолитных конструкций

В связи с реконструкцией действующих предприятий большое внимание уделяется усилению железобетонных конструкций с целью увеличения их несущей способности и жесткости. Это вызвано увеличением нагрузок на них из-за возможных повреждений, связанных с пожаром или использованием новой техники, расширением производства и т. д.

Существует два способа усиления конструкций — изменение конструктивной схемы и увеличение размеров элементов. При усилении элементов вторым способом напряженно-деформированное состояние конструкций в период эксплуатации зависит как от усадочных напряжений, возникающих в старом и вновь уложенном бетоне, так и от изменения физико-механических свойств материалов во времени. Наиболее значительны усадочные напряжения при эксплуатации в условиях низкой влажности и повышенной температуры, поэтому более актуальна проблема трещиностойкости сборно-монолитных конструкций в условиях сухого и жаркого климата.

На рис. 1 показаны изменения усадочных деформаций для бетонов на портландцементе и на напрягаемом цементе НЦ-20 Усть-Каменогорского завода при эксплуатации в различных условиях: при интенсивной солнечной радиации (под летним солнцем в сухом жарком климате) и в нормальных условиях. Анализ кривых показывает, что значение усадки зависит от состава бетона и условий его твердения. Для бетона на портландцементе в условиях сухого жаркого климата по сравнению с нормальными условиями усадочные деформации могут быть вдвое больше, что обуславливает появление значительных собственных напряжений.

Для изучения собственных напряжений, возникающих в сборно-монолитных конструкциях в условиях повышенной температуры и низкой влажности среды, определяли напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента.

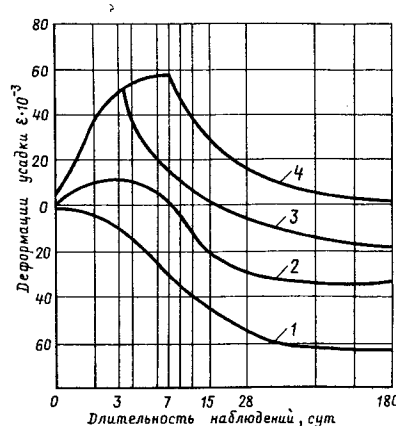


Рис. 1. Деформации усадки бетонов
1 — бетон на портландцементе (условия сухого жаркого климата); 2 — то же на НЦ-20; 3, 4 — бетон на НЦ при влажностном уходе в течение 3 и 7 сут

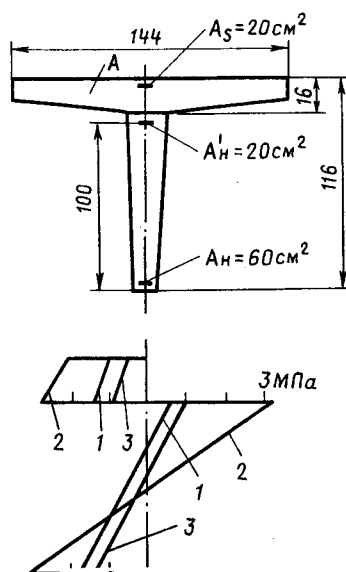


Рис. 2. Напряжения в бетоне комплексного элемента

1 — плита из бетона на портландцементе (нормальные условия эксплуатации); 2 — то же (условия сухого жаркого климата); 3 — плита из бетона на НЦ (условия сухого жаркого климата); 4 — монолитная часть

бетонного элемента. Поперечный разрез железобетонного элемента после его восстановления приведен на рис. 2. Комплексный (сборно-монолитный) элемент представляет собой железобетонную балку, которую необходимо усилить, и плиту из свежесуложенного бетона, армированную ненапряженной арматурой. Для расчетно-теоретических исследований комплексного элемента использовали модифицированную теорию старения при $\alpha=0,5^*$. Изменения напряжений от усадки монолитной части бетона принятого комплексного элемента приведены на рис. 2.

Анализ теоретических исследований показывает, что в условиях сухого жаркого климата растягивающие напряжения в бетоне на портландцементе на уровне контакта старого и нового материалов увеличиваются в 1,8 раза, а в верхних волокнах — в 1,5 раза; напряжения в арматуре балки и плиты в зависимости от условий эксплуатации отличаются в 1,4 раза. Нежелательно, чтобы для составов на портландцементе растягивающие напряжения в бетоне плиты и крайнем волокне балки были выше нормативных значений, рекомендованных СНиПом. Это приводит к образованию поперечных трещин в верхних волокнах плиты и в нижних волокнах балки и продольных трещин на контактах еще до приложения внешней нагрузки. Одновременно возрастают усилия сдвига и отрыва в плоскости контакта, что может привести к отслоению монолитной плиты от балки.

Рабочей гипотезой является предположение о том, что применение напрягающего цемента в качестве вяжущего во вновь уложенный бетон позволяет снизить собственные напряжения, которые в условиях сухого жаркого климата приводят к трещинообразованию комплексных элементов на портланд-

* Голышев А. Б., Полищук В. П. Колпаков Ю. А. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. — Киев, Будівельник, 1969. — 219 с.

цементе, повысить их долговечность и несущую способность.

Проведенные экспериментально-теоретические исследования свидетельствуют о том, что применение НЦ из-за начального расширения при твердении во влажных условиях позволяет компенсировать усадку и снижать растягивающие напряжения в плите и балке комплексного элемента. Однако, высокая скорость нарастания расширения может привести к появлению в верхних волокнах балки растягивающих напряжений выше предельных значений на растяжение, что вызовет появление поперечных трещин. Регулирование начального расширения напрягающего бетона энергией расширения НЦ или продолжительностью влажностного ухода за свежесуложенным бетоном позволяет ликвидировать опасность появления трещин. При суточном влажностном уходе остаточные растягивающие напряжения в комплексном эле-

менте на НЦ составляют 0,7...0,8 МПа, что на 50...55 % ниже напряжений в элементе на портландцементе. Релаксируя во времени, эти напряжения уменьшаются до 0,5 МПа и не влияют на работу комплексного элемента под нагрузкой. Кроме того, применение НЦ приводит к снижению напряжений в арматуре. Если в обычном тяжелом бетоне на портландцементе напряжения в напрягаемой арматуре от действия усадки составляют 66,1 МПа (10 % нормативных значений), то при использовании НЦ они уменьшаются до 46 МПа. Напряжения в ненапрягаемой арматуре плиты в условиях сухого жаркого климата составляют 74 МПа (27 % нормативных значений). При использовании НЦ напряжения уменьшаются до 50 МПа (17 % нормативных значений). Напряжения в арматуре комплексного элемента можно уменьшить до 1...5 % при влажностном уходе за бетоном на НЦ в течение 3 сут.

Выводы

При проектировании сборно-монолитных (комплексных) конструкций в результате различия деформаций свежесуложенного и старого железобетона возникают напряжения, которые необходимо учитывать. Усадочные напряжения, возникающие в комплексном элементе на портландцементе, в условиях сухого жаркого климата более чем вдвое превышают нормативные значения расчетного сопротивления на растяжение бетона, что приводит к образованию трещин. Напряжения в арматуре монолитной плиты ненапряженного элемента составляют до 27 % нормативных значений.

Применение напрягающего цемента в комплексном элементе, позволяя компенсировать усадку, снижает усадочные напряжения до нормативных значений, что приводит к повышению долговечности и качества элемента в условиях сухого жаркого климата.

Использование промышленных отходов

УДК 691.327:691.33

А. Г. ЗОТКИН канд. техн. наук (Иркутский политехнический ин-т)

Сравнение различных способов назначения расхода золы в бетоне

В настоящее время известны различные способы подбора расхода золы в бетоне — назначение постоянного количества золы в бетоне всех составов, нахождение оптимального состава золоцементного вяжущего и его реализация в бетонах разных составов, назначение расхода золы из условия оптимального содержания тонкодисперсных частиц в бетоне. Первый способ весьма приблизительный, поскольку расход золы, определенный как оптимальный для конкретных составов бетона, распространяется на все составы.

В основе второго метода лежит утверждение, что существует оптимальное количество золы в вяжущем, которое и следует реализовать в бетонах разных составов. Третий подход основан на известном положении [1], согласно которому существует определенное содержание тонкодисперсных частиц (цемент и микронаполнитель) в бетоне, при котором достигается мак-

симальная прочность при данном расходе цемента. По мнению авторов его можно использовать при назначении расхода золы в бетоне [2].

Рассматривая золу как микронаполнитель, можно предположить, что в бетоны следует вводить столько золы, чтобы суммарный расход золы и цемента был равен оптимальному содержанию тонкодисперсных частиц в бетоне (для бетона с заполнителем средней крупности 400...500 кг/м³). Разуме-

ется, зола играет в бетоне и другие функции, поэтому найденный расход следует рассматривать как ориентировочный, который будет уточнен в опытных замесах в зависимости от химической активности золы и ее водопотребности. Три рассмотренных подхода отличаются тем, что при первом содержание золы остается постоянным, при втором уменьшается, а при третьем увеличивается при снижении расхода цемента. Для их оценки важно знать фактическую зависимость оптимального по прочности содержания золы в бетоне от расхода цемента.

В опытах использовали четыре вида золы ТЭС сухого удаления. Все золы низкокальциевые, образовались при сжигании Черемховского или Азейского углей или их смеси, химический состав характерен для многих низкокальциевых зол СССР (СаО — 4...6 %; SiO₂ — 51...60 %; Al₂O₃ — 21...30 %; Fe₂O₃ — 6...8 %) и соответствовал ГОСТ 25820—83 (см. таблицу).

№ п/п	Зола	Удельная поверхность, м ² /кг	п. п. п., %	Водопотребность, %
1	Новоиркутской ТЭС	470	2,0	37
2	Ангарской ТЭС-1	360	5,0	43
3	Новоиркутской ТЭС	330	3,6	60
4	Усольского завода горного оборудования	260	9,0	80

Исходные составы бетона имели $V/C=0,5$ ($C=380 \text{ кг/м}^3$) и $0,8$ ($C=230 \text{ кг/м}^3$). Зо́лы вводили вместо песка по объему, при этом водосодержание смесей возрастало в той или иной степени, в зависимости от водопотребности зо́л (применялись смеси с $0.K=2...4 \text{ см}$). Количество каждой зо́лы варьировали в пределах $100...300 \text{ кг/м}^3$ таким образом, чтобы выявить максимум прочности или его отсутствие. Образцы-кубы с ребром 10 см пропаривали при $85...90^\circ\text{C}$ в течение $7...8 \text{ ч}$. Прочность определяли через 12 ч после пропаривания, а также в возрасте 28 сут (рис. 1). Во всех случаях, когда введение зо́лы вместо песка увеличивало прочность бетона, наблюдался хорошо выраженный максимум прочности, определяющий оптимальное содержание зо́лы в бетоне. Прочностной эффект зо́лы оказался наиболее высоким сразу после пропаривания и снижался к 28 -суточному возрасту. Он был тем выше, чем ниже водопотребность зо́лы.

Несмотря на различное поведение изученных зо́л установлено, что оптимальное содержание зо́лы в бетоне с $V/C=0,8$ больше, чем в бетоне с $V/C=0,5$ (200 и 100 кг/м^3), существенно выше и прочностной эффект введения зо́л (рис. 2). Для зо́лы 4, добавка которой не повысила прочность бетона, также отрицательный эффект возрастал с уменьшением V/C . Если при введении этой зо́лы в бетон с $V/C=0,8$ до $100...150 \text{ кг/м}^3$ прочность бетона не менялась, то при $V/C=0,5$ прочность существенно снижалась (см. рис. 1).

Таким образом, для рассмотренных зо́л оптимальный расход в бетоне уменьшался при росте содержания цемента в соответствии с положением об оптимальном содержании тонкодисперсных частиц в бетоне. Суммарное содержание зо́лы и цемента при оптимальной дозировке зо́л $1...3$ составляло $430...480 \text{ кг/м}^3$. Назначение постоянного расхода этих зо́л в бетонах разных составов, а тем более расхода зо́лы как определенной доли от расхода цемента приведет к менее эффективному использованию зо́лы в бетоне, чем назначение их расхода по рис. 2. Сравнение прочности бетона при оптимальном расходе зо́лы и постоянном ее расходе, принятом равным 150 кг/м^3 , приведено на рис. 3.

Отрицательная зависимость опти-

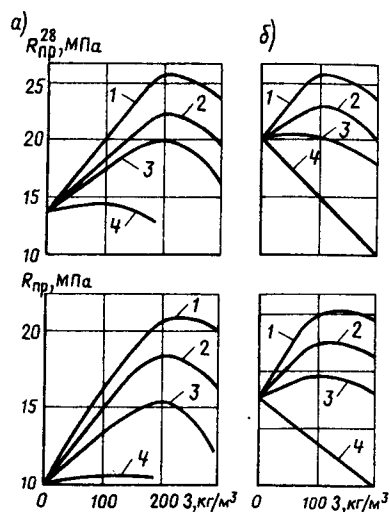


Рис. 1. Зависимость прочности бетона от расхода зо́лы
а — бетон с $V/C=0,8$; б — то же $V/C=0,5$;
1...4 — вид зо́лы по таблице

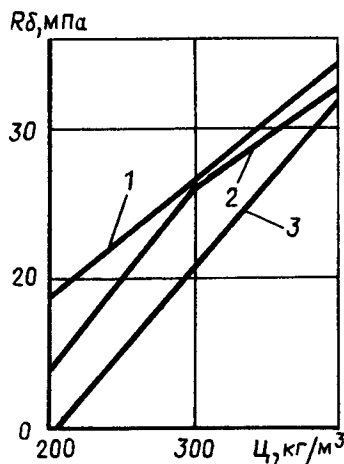


Рис. 3. Зависимость прочности бетона с зо́лой Ангарской ТЭС в возрасте 28 сут от расхода цемента
1 — оптимальный расход зо́лы; 2—3 — $=150 \text{ кг/м}^3$; 3 — бетон без зо́лы

мального расхода зо́лы от расхода цемента в бетоне наблюдалась в опытах по введению зо́лы в мелкозернистый бетон [3]. Данные о зависимости расхода различных минеральных добавок, включая зо́лу, от расхода цемента приведены в источнике [4].

В то же время в некоторых работах не наблюдалось выраженной зависимости расхода зо́лы (или других минеральных добавок) от расхода цемента [5]. Дальнейшие исследования, по-видимому, покажут, в какой степени такие

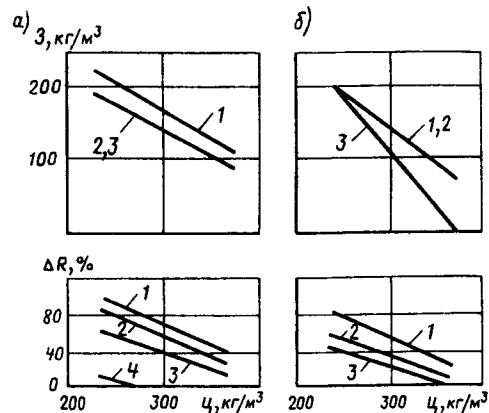


Рис. 2. Зависимость оптимального расхода зо́лы и соответствующего ему прироста прочности от C

а — после пропаривания; б — в 28 -суточном возрасте; 1...4 см. рис. 1

факторы как водопотребность и химическая активность могут изменить характер связи оптимального расхода зо́лы и расхода цемента. Но уже сейчас можно утверждать, что необходимым этапом подбора состава бетона с зо́лой является установление зависимости оптимального расхода зо́лы от расхода цемента, или от C/V (см. рис. 2) и использование этой зависимости для назначения расхода зо́лы в бетонах разных составов. Рекомендуемая при таком подходе методика назначения состава бетона с зо́лой изложена в источнике [2].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

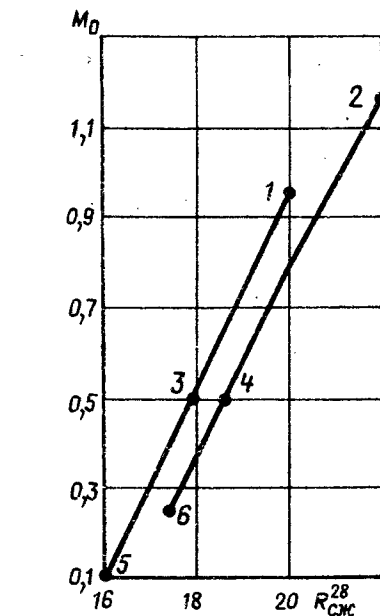
1. Баженов Ю. М. Высокопрочный мелкозернистый бетон для армированных конструкций. — М.: Стройиздат, 1963. — 128 с.
2. Зоткин А. Г., Балтаков Р. Ф. Назначение составов бетона с зо́лой // Бетон и железобетон. — 1988. — № 1. — С. 31—33.
3. Гольденберг Л. Б., Оганесянц С. Л. Технология и свойства мелкозернистых бетонов с добавкой зо́лы // Мелкозернистые бетоны и конструкции из них. — М.: НИИЖБ, 1985. — С. 65—71.
4. Оптимизация состава бетона с дисперсными минеральными добавками // С. А. Высоцкий, М. И. Бруссер, В. П. Смирнов, А. М. Царик // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 7—9.
5. Гиржель А. М., Брагинский В. Г., Романов В. И. Тяжелый бетон с добавкой зо́лы уноса // Бетон и железобетон. — 1987. — № 1. — С. 39—40.

И. З. ПЕРЦИКОВ, О. Т. СКОРИНА, С. Е. СЪЕМЩИКОВ (Иркутский политехнический ин-т)

Использование шлаков огневого обезвреживания осадков сточных вод гальванического производства

Для обеспечения строительной индустрии цементом необходимы новые технологические решения, позволяющие экономить дефицитный материал, например благодаря использованию отходов производства. В некоторых источниках [1...3] предложено заменять часть цемента, часть или весь мелкий и крупный заполнитель из природных материалов золошлаковыми отходами ТЭС. Авторами изучена возможность использования в качестве заменителя части цемента шлаков огневого обезвреживания отходов гальванического производства, близких по составу и свойствам к золошлаковым отходам процесса сжигания угля. Исследуемый шлак подвергали помолу до дисперсности $d < 0,14$ мм, составляющей по массе более 70 %. Основные характеристики исходных шлаков приведены в табл. 1.

В ходе экспериментов часть цемента (15 %) заменяли шлаками огневого обезвреживания осадков сточных вод гальванического производства. При этом использовали портландцемент Ангарского завода марки 400 и песок с $M_k = 2,6$ Боковского месторождения.



Зависимость прочности образцов от модуля основности шлаков

1...6 — составы по табл. 2

В исходную смесь шлак вводили вместо части цемента. Водовяжущий фактор определяли исходя из требований плас-

тичности при $B/C \approx 0,7$. Для экспериментов использовали стандартные образцы размером $40 \times 40 \times 160$ мм. Смесь в формы укладывали с помощью вибрации. Образцы пропаривали при 90°C по режиму 3+6+3 ч, твердение 28 сут в нормальных условиях. Для исследования кинетики твердения цементного камня образцы испытывали после ТВО в возрасте 1, 7 и 28 сут по ГОСТ 310.4—81 (табл. 2).

Анализ полученных результатов выявил закономерность между химическим составом шлаков, вводимых в цементное тесто, и прочностью образцов — с возрастанием модуля основности шлаков прочность образцов увеличивается (см. рисунок). Наибольшую прочность имеют образцы, в состав которых входил шлак от сжигания смеси осадков сточных вод с углем Березовского месторождения в соотношении 1:20 — при $M_0 = 1,18$, $R_{сж}^{28} = 22,4$ МПа, что на 40 % выше прочности контрольного образца. Прочность всех образцов не ниже, чем контрольного.

Таким образом, результаты прочностных испытаний показали, что шлаки огневого обезвреживания осадков

Таблица 1

Шлак от сжигания смеси осадков сточных вод и уголь месторождения	Содержание, %					п. п. п., %	M_0	M_a
	Al_2O_3	SiO_2	Fe_2O_3	CaO	MgO			
Березовского	9,3/6,4	25,9/21,4	12,5/14,8	30,1/30,0	3,3/2,8	4,7/4,8	0,95/1,18	0,36/0,30
Кузнецкого	16,7/10,8	25,0/29,5	16,6/17,9	17,5/18,3	2,3/1,1	4,5/4,7	0,47/0,48	0,67/0,37
Донецкого	22,7/18,1	43,5/32,3	16,2/15,8	6,2/11,2	1,9/1,3	4,4/4,6	0,11/0,25	0,52/0,56

Таблица 2

№ состава	Расход материала, кг, на 1 м^3 бетона				Прочность, МПа, через, сут		
	Ц	П	Щ	В	1	7	28
1	412	1452	74	284	3,6/12,3	4,1/13,9	4,3/19,9
2	418	1473	74	274	4,2/14,8	4,4/15,5	4,8/22,4
3	425	1503	74	260	3,2/11,8	3,3/14,9	4,0/18,0
4	418	1458	74	280	3,3/12,0	3,5/15,4	4,2/18,6
5	418	1447	74	284	3,0/12,1	3,2/12,4	3,9/16,1
6	422	1487	74	268	3,2/12,4	3,5/14,8	4,1/17,4
7	502	1513	—	267	3,1/12,0	3,3/14,6	3,9/16,0

Примечания. 1. Состав 7 — контрольный (без шлака). 2. Перед чертой — изгиб; после черты — сжатие.

сточных вод гальванического производства можно использовать в качестве заменителя части портландцемента (до 15 %) в бетонных смесях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Глуховский В. Д. Производство бетонов и конструкций на основе шлакощелочных вяжущих. — Киев: Будівельник, 1988. — 144 с.
2. Иванов И. А. Легкие бетоны с применением зол электростанций. — М.: Стройиздат, 1986. — 136 с.
3. Энтин Э. Б. Экономия цемента в строительстве. — М.: Стройиздат, 1985. — 200 с.

Ю. П. ГУЩА, д-р техн. наук, проф. И. Ю. ЛАРИЧЕВА, канд. техн. наук (НИИЖБ);
А. Н. РЫБАЛКА, инж. (ЦНИИЭПсельстрой)

Расчет деформаций и ширины раскрытия трещин преднапряженных изгибаемых элементов при разгрузке

В период службы конструкции подвергаются не только постоянным воздействиям, но и периодически нагружаются и разгружаются кратковременными нагрузками, доля которых в общей нагрузке может быть различной. В некоторых случаях возникает необходимость оценить деформации конструкций при снижении нагрузки. Это имеет особое значение при реконструкции зданий и сооружений, когда осуществляют демонтаж устаревшего оборудования с последующей его заменой и перепланировку помещений с изменением расчетных схем конструкций, введением или снятием ограничений на прогибы конструкций и т. п. В действующих нормах расчет деформаций и ширины раскрытия трещин при снижении нагрузки для преднапряженных элементов отсутствует, а имеющиеся предложения касаются только условий закрытия трещин.

Для аналитического описания характера деформирования преднапряженных элементов на ветвях разгрузки целесообразно применять метод, основанный на использовании диаграмм деформирования бетона и арматуры [1]. Хорошие результаты дал метод расчета деформаций элементов при косом внецентренном сжатии [2] с использованием полных диаграмм бетона и арматуры, но он разработан только для нагружаемых элементов без преднапряжения.

Для решения поставленных задач изготовили 12 балок, из них восемь напряженные, остальные обычные. Все образцы имели прямоугольное сечение размером 15×30 см с расчетным пролетом 360 см. Балки проектировали из бетона прочностью 40 МПа и армировали нижней и верхней продольной арматурой Ø 12 Ат-V, марки 20ГС с $\sigma_{0,2} = 1150,4$ МПа, $\sigma_n = 1284,5$ МПа и $\sigma_p = 3,25$ %. Запроектировали 4 серии опытных образцов, различающихся процентом армирования (слабоармированные $\xi < \xi_R$ и среднеармированные $\xi \approx \xi_R$), а также уровнем натяжения верхней и нижней арматуры. Образцы испытывали как однопролетные свободно

опертые балки на действие кратковременных нагрузок — разгрузок с последующим разрушением. Для всех балок предусмотрен одинаковый режим, состоящий из двух циклов нагружения до уровней, соответствующих ширине раскрытия трещин 0,1 и 0,2 мм с полной разгрузкой с каждого уровня. Нагрузку передавали в виде двух сосредоточенных сил, приложенных в третях пролета.

Для измерения сжимающих напряжений в бетоне использовали комплекс, разработанный НИИСтроительства Госстроя ЭССР, состоящий из датчиков напряжений бетона М20, закладываемых в железобетонные элементы в процессе изготовления, и прибора ВРМ-1. По показаниям датчиков фиксировали напряжения в бетоне по высоте сечений при действии усилия предварительного обжатия, а также на различных этапах нагружения и разгрузки в сечении с трещиной. Определить напряжения в бетоне в сечении между трещинами не представилось возможным, поскольку рамки с датчиками напряжений явились концентраторами напряжений и, ослабляя сечение, вызывали появление трещины. В результате получена вполне удовлетворительная качественная и количественная картина распределения напряжений по сечению образцов.

До приложения внешней нагрузки эпюры напряжений представляли собой трапецию или два треугольника в зависимости от степени обжатия образца усилием преднапряжения. При постепенном увеличении нагрузки эпюра напряжений становилась прямоугольной, при этом кривизна балки была равна нулю. С повышением нагрузки в бетоне растянутой зоны образовались трещины. Высота сжатой зоны с ростом нагрузки уменьшалась. В бетоне сжатой зоны начинали проявляться неупругие деформации и эпюра напряжений искривлялась. Максимум напряжения смещался к центру тяжести сечения. Напряжения в бетоне зависят от степени предварительного обжатия элемента и уровня нагружения.

При разгрузке элемента ординаты эпюры напряжений бетона уменьшались, высота зоны бетона увеличивалась с зажатием берегов трещин, максимальная ордината напряжений при снижении нагрузки перемещалась вниз. При полной разгрузке остаточная эпюра напряжений представляла собой параболу. В верхних волокнах бетона наблюдались растягивающие напряжения. Было установлено, что чем выше уровень напряжений от действия внешней нагрузки и больше напряжения сжатия в бетоне на верхней грани элемента от усилия предварительного обжатия, тем более вероятно появление растягивающих напряжений на бывшей сжатой грани элемента при его полном разгрузке.

На основании опытных эпюр напряжений установлена схема изменения напряжений и усилий в сечении с ростом или снижением действующей нагрузки, которую использовали при разработке методов расчета деформаций и ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов на ветвях нагружения и разгрузки, а также прочности элементов. (рис. 1). В расчетах используют диаграммы деформирования бетона и арматуры, причем аналитические зависимости для их описания могут быть представлены в различной форме. В данном случае для диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии приняли зависимость ЕКБ—ФИП. При изгибе $\sigma_b - \epsilon_b$ трансформируется [2]. Кроме того, использовали гипотезу плоских сечений для деформаций бетона и арматуры в сечении с трещиной и посередине участка между трещинами при ограничении деформаций растянутого бетона величиной $2R_{bt}/E_b$. Средние деформации бетона и арматуры определяли из модели расчетного сечения с трещиной и между ними. Эффект преднапряжения учитывали при вычислении деформаций растянутой арматуры

$$\epsilon_{spk} = \frac{\sigma_{spk}}{E_{sk}}, \quad (1)$$

где ϵ_{spk} — деформация k -го арматур-

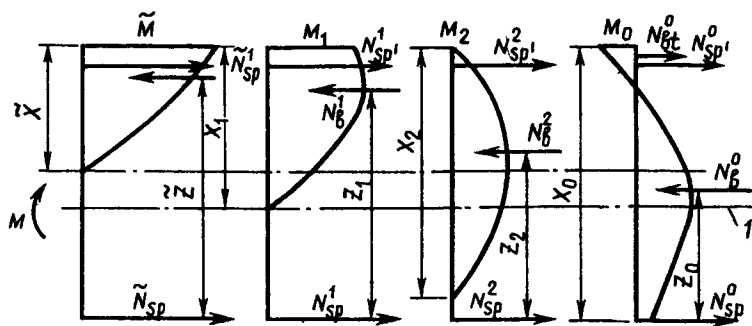


Рис. 1. Схема изменения усилий и напряжений в сечении преднапряженного элемента при разгрузке

I — центр тяжести

ного стержня, обусловленная усилием его преднапряжения.

Расчет средних деформаций бетона и арматуры выполняют в одинаковой последовательности. При этом элемент разбивают на волокна и задают несколько значений кривизны. Затем вычисляют деформации бетона во всех волокнах и деформации арматуры в каждом стержне

$$\varepsilon_{bi} = \frac{1}{r} (x) y_i + \varepsilon_0;$$

$$\varepsilon_{sk} = \frac{1}{r} (x) y_{sk} + \varepsilon_0 + \frac{\sigma_{spk}}{\varepsilon_{sk}},$$

где ε_0 — деформация бетона в центре тяжести приведенного сечения элемента; y_i — координата центра тяжести i -го волокна; y_{sk} — координата центра тяжести k -го арматурного стержня.

По трансформированной диаграмме деформирования бетона и диаграмме деформирования арматурной стали определяют напряжение в каждом волокне бетона и каждом арматурном стержне как функции от деформаций. Суммируя напряжения по волокнам, находят внутренние усилия, действующие в сечении

$$\sum \bar{N}_{bi} = \sum_i \sigma_{bi} \Delta A_{bi};$$

$$\sum \bar{N}_{btj} = \sum_j \sigma_{btj} \Delta A_{btj}; \quad (3)$$

$$\sum \bar{N}_{stk} = \sum_k \sigma_{stk} A_{sk}.$$

Если проекция суммы внутренних усилий на горизонтальную ось больше заданной точности вычислений, деформации бетона и арматуры корректируют и цикл повторяют. Этот итерационный процесс является сходимым, то есть алгоритм имеет направленный характер. После выполнения условия $\Delta N < \delta$ (δ — заданная точность вычислений) устанавливают момент внутренних усилий, который и соответствует вычисленным значениям деформаций бетона и арматуры. На основании приведенного алгоритма составили про-

грамму, главное достоинство которой заключается в простоте и возможности реализации на микро ЭВМ. Предлагаемый метод расчета позволяет определить деформации бетона и армату-

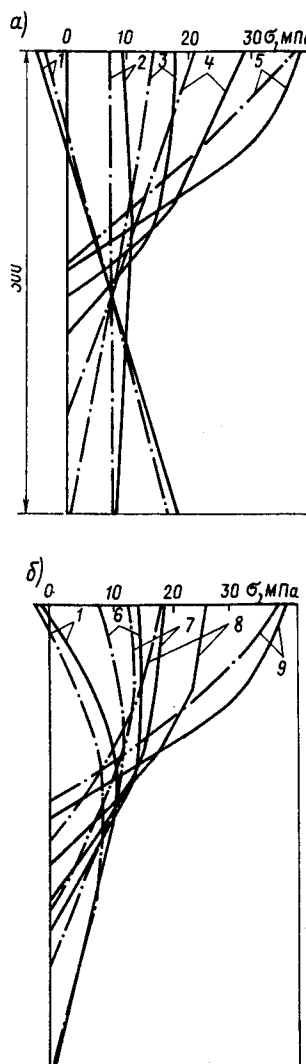


Рис. 2. Опытные (—) и расчетные (---) эпюры напряжений бетона на сжатой зоне в сечении с трещиной балки Б-11-2-1

а — нагружение; б — разгрузка
1 — $M=0$; 2 — $M=20$; 3 — $M=37$; 4 — $M=55$; 5 — $M=70$; 6 — $M=17$; 7 — $M=33$; 8 — $M=48$; 9 — $M=70$ кН.м

ры, кривизны, ширину раскрытия трещин при нагружении и разгрузке, моменты образования и закрытия трещин, а также прочность преднапряженных изгибаемых элементов.

Из рис. 2 видно, что при нагружении и разгрузке характер изменения опытных и расчетных эпюр напряжений, в целом, аналогичен. При полной разгрузке балок на крайних волокнах бетона бывшей сжатой зоны отмечают иногда растягивающие напряжения до 2...3 МПа. Таким образом, разработанный метод расчета позволяет вполне удовлетворительно оценить напряженно-деформированное состояние сечений преднапряженных изгибаемых элементов как при нагружении, так и при разгрузке.

Сначала опытные и расчетные деформации сравнивали для элементов без преднапряжения [3]. Далее методу отработали на преднапряженных балках с различными физико-механическими характеристиками материалов. Графики опытных деформаций бетона и арматуры преднапряженных балок при разгрузке представляют собой кривые двойкой кривизны. Первоначально незначительная выпуклость кривых направлена к оси деформаций, причем тем больше, чем выше уровень, с которого происходит разгрузку. При дальнейшем снижении нагрузки опытные кривые становятся выгнутыми к оси моментов (рис. 3, 4).

Опытные и расчетные деформации сравнивали на уровне эксплуатационной нагрузки. При нагружении преднапряженных балок опытные деформации бетона превышают расчетные в среднем на 2,3 %, а расчетные по СНиП больше опытных в среднем на 12,2 %. Расчетные деформации арматуры при нагружении преднапряженных элементов выше опытных в среднем на 12,2 %, а расчетные деформации, вычисленные по СНиП, превышают опытные в среднем на 4,7 %. При разгрузке преднапряженных элементов с первого уровня нагружения расчетные деформации бетона выше опытных в среднем на 0,2 %, а при разгрузении со второго уровня расчетные деформации бетона меньше опытных в среднем на 4,8 %. Опытные деформации арматуры превышают расчетные при разгрузке преднапряженных балок с первого уровня в среднем на 9,7 %, со второго — на 14,9 %. Для обычных балок при нагружении и разгрузке расхождение между опытными и расчетными деформациями бетона и арматуры не превышали указанных величин.

Расчетные значения моментов образования трещин M_{cr}^{calc} определяли из

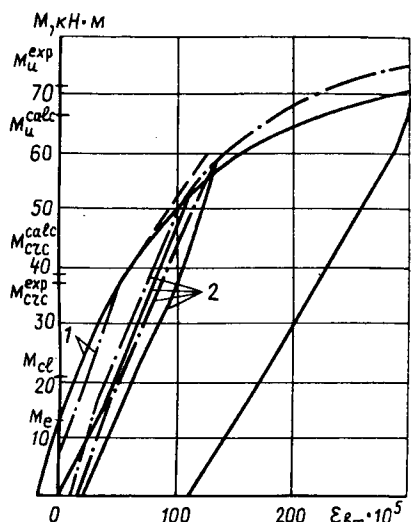


Рис. 3. Средние опытные и расчетные деформации бетона балки Б-I-I-I

— опыт; — расчет; — расчет по СНиПу
1 — нагружение; 2 — разгрузка

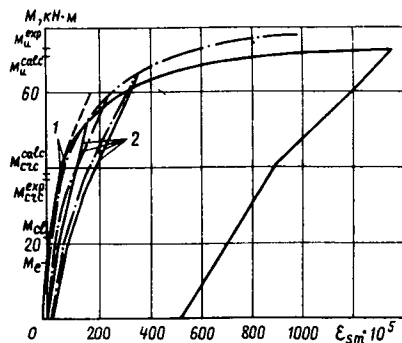


Рис. 4. Средние опытные и расчетные деформации арматуры балки Б-I-I-I

Условные обозначения см. рис. 3

принятых предпосылок для сечения с трещиной при достижении в крайнем растянутом волокне бетона деформации $2R_{bt}/E_b$. M_{crc}^{calc} оказались близки к опытным для преднапряженных балок и на 10 % меньше опытных для обычных балок. Расчетные моменты образования трещин, вычисленные по СНиП, превышали опытные в среднем на 6 % для преднапряженных балок и на 13 % для обычных балок.

Ширину раскрытия нормальных трещин при нагружении и разгрузке вычисляли по известной зависимости

$$a_{crc} = l_{crc}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{btm}), \quad (4)$$

где l_{crc} — расстояние между трещинами, вычисляемое с использованием формулы (144) норм; ε_{sm} , ε_{btm} — средние деформации арматуры и бетона на участке между трещинами.

Сопоставление опытной и расчетной ширины раскрытия нормальных трещин дало удовлетворительные результаты (рис. 5). За расчетный момент закрытия трещин преднапряженных элементов приняли внешний момент, при котором напряжения в бетоне на уровне растянутой арматуры составили 0,5 МПа. Сравнение показало, что опытные моменты закрытия трещин превысили расчетные M_{cl}^{calc} при разгрузке с первого уровня в среднем на 21, а со второго — на 12 %.

Выводы

Предложенный метод расчета позволяет с приемлемой точностью оценить деформативность и трещиностойкость изгибаемых обычных и преднапряженных элементов при нагружении и разгрузке. Он дает возможность также определить прочность элементов. В качестве критерия исчерпания прочности принимают максимум диаграммы «момент — кривизна».

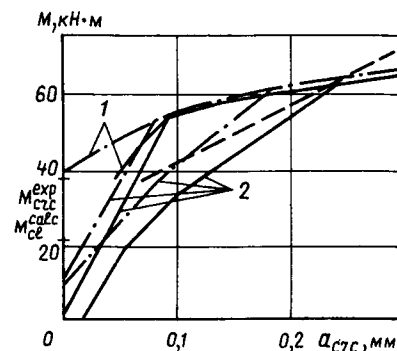


Рис. 5. Средние опытные и расчетные значения ширины раскрытия трещин балки Б-II-I-I

Условные обозначения см. рис. 3

Сравнение опытных и расчетных разрывающих моментов показало, что в данном случае разработанный метод расчета и метод расчета по СНиП 2.03.01—84 дают практически одинаковые результаты — расхождение не превышает 4 %.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гуца Ю. П., Лемыш Л. Л. Расчет деформаций конструкции на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружении // Бетон и железобетон.— 1985.— № 11.— С. 18—20.
2. Гуца Ю. П., Лемыш Л. Л., Сухман В. Я. Расчет железобетонных колонн одноэтажных зданий при косом внецентренном сжатии // Тр. ин-та / ЦНИИПромзданий.— Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных промышленных предприятий.— 1987.— С. 23—32.
3. Гуца Ю. П., Нугужин Ж. С., Ларичева И. Ю. Деформация и ширина раскрытия трещин изгибаемых элементов на ветви разгрузки. // Бетон и железобетон.— 1988.— № 4.— С. 40—42.

Нужны партнеры!

ПиКТИ «Казэнергопроект» ищет партнеров по созданию новых типов смесителей бетонных смесей на принципах волновых процессов.

Принимает на себя финансирование поисковых научно-исследовательских работ, а также проектирование, изготовление и внедрение этих установок.

С предложениями обращаться по адресу: 637001, г. Павлодар, ул. Красноармейцев, 23, «Казэнергопроект».

М. Ф. ТИХОМИРОВА, канд. техн. наук, Л. Г. ВЛАСИЧЕВА, инж.
(Уральский ПромстройНИИпроект)

Нормирование агрессивности сульфатных растворов с учетом вида катиона

В цветной и черной металлургии, целлюлозно-бумажной и других отраслях промышленности широко применяют растворы сульфатов металлов. Просачиваясь в грунт, они смешиваются с грунтовыми водами и воздействуют на подземные конструкции здания и сооружений.

Наличие сульфатов металлов в грунтовых водах связано также с окислением сульфидов металлов в зоне аэрации и растворением последних при повышении уровня природных грунтовых вод в районе месторождения.

Влияние вида катиона на степень агрессивности сульфатного раствора неоднократно отмечали советские и зарубежные исследователи, однако причины этого явления назывались разные и часто не совпадали [1], так как процесс коррозии цементного камня в растворах солей сульфатов обусловлен наличием нескольких факторов и однозначно определить агрессивность раствора невозможно.

Натурные и лабораторные исследования показывают, что для оценки сравнительной агрессивности сульфатных растворов недостаточно определять только величину pH. Необходимо учитывать состав сульфатного раствора, его ионную силу, а также pH осаждения, проницаемость и растворимость продуктов взаимодействия агрессивных растворов с цементным камнем.

Комплексных исследований коррозионного воздействия на цементный камень сульфатов, особенно гидролизующихся, проведено очень мало [2...4]. Нами были испытаны химические и физико-химические методы анализа, а также прочность цементных образцов на изгиб и сжатие. Показано, что именно изменение прочности образцов, подвергавшихся коррозионному воздействию, наиболее значимый показатель агрессивности воздействующего на них сульфатного раствора.

Состав новообразований в системе $\text{MeSO}_4 - \text{Ca}(\text{OH})_2 - \text{H}_2\text{O}$, где $\text{Me} - \text{Al, Ni, Mn, Cu, Co, Cd, Zn}$ изучали по методу растворимости [5], усовершенствованному Е. В. Маргулисом как ме-

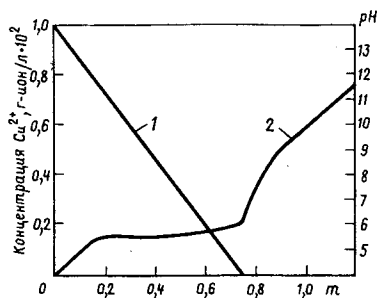


Диаграмма состава системы $\text{CuSO}_4 - \text{Ca}(\text{OH})_2$

1 — изменение концентрации Cu^{2+} в растворе над осадком; 2 — изменение pH в растворе над осадком

тод остаточных концентраций. Метод состоит в том, что к постоянному количеству одного вещества, называемого осаждаемым (в нашем случае раствор MeSO_4) добавляется нарастающее количество осадителя $\text{Ca}(\text{OH})_2$ при одинаковом общем объеме. Этот метод позволяет определить состав осадка при определенной концентрации MeSO_4 , $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и pH. Установлено, что при низких m — мольное отношение количе-

ства осадителя $\text{Ca}(\text{OH})_2$ к количеству осаждаемой соли MeSO_4 — образуются гидросульфаты типа $\text{MeSO}_4 \cdot p\text{Me}(\text{OH})_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, а при более высоких концентрациях $\text{Ca}(\text{OH})_2$ — гидроксиды металлов.

На рисунке приведена диаграмма состав системы — остаточные концентрации ионов в растворе для $\text{CuSO}_4 - \text{Ca}(\text{OH})_2 - \text{H}_2\text{O}$. Полное выпадение иона меди в осадок в виде $\text{CuSO}_4 \cdot 3\text{Cu}(\text{OH})_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ происходит при $\text{pH} = 4...5$. При последующем увеличении m гидросульфат постепенно теряет SO_4^{2-} и переходит в $\text{Cu}(\text{OH})_2$, что происходит при повышении pH. Диаграммы для указанных выше сульфатов металлов имеют близкую форму, отличие заключается в значениях m и pH, при которых выпадает гидросульфат, переходящий затем в гидроксид.

По этому методу можно представить механизм взаимодействия сульфатов металла с цементным камнем. На поверхности цементного камня, обедненной $\text{Ca}(\text{OH})_2$, выпадает гидросульфат металла, который в более глубоких слоях (100...200 мкм) переходит в гидроксид, новообразования кольматируют поры цементного камня и дальнейшее проникание сульфат-иона замедляется, что показали исследования с применением радиоактивных изотопов [6]. Причем, чем выше pH, тем в более глубоких слоях образуется гидроксид (табл. 1). Скорость образования осадка зависит от концентрации соли — при ее увеличении осадок выпадает быстрее.

Таблица 1

Катион сульфата	pH раствора сульфата при концентрации $\text{SO}_4^{2-} - 10 \text{ г/л}$	pH осаждения гидроксида	Содержание SO_4^{2-} , %, при разрушении цементного камня	Коэффициент стойкости	Группа по агрессивности	Поправочный коэффициент, К
Co^{2+}	5,9	4,5—6,5	15,5	0,94	I	1,3
Cd^{2+}	4,6	4,5—6,5	15,5	1,03		
Zn^{2+}	5,6	4,5—6,5	15,5	0,96		
Cu^{2+}	4,5	4,5—6,5	15,5	0,90		
Ni^{2+}	6,3	7,7	19,7	0,50	II	1,0
Mg^{2+}	5,1	9,2—9,7	—	0,52		
Cd^{2+*}	6,3	—	—	0,53		
Na^+	5,5	—	12,9	0,55		
Mg^{2+}	4,4	8,4	—	0,15	III	0,4
Fe^{3+}	3,5	3,0	—	0,36		
Al^{3+}	2,8	4,14	21,0	0,16		
NH_4^+	6,1	—	—	0,40		

* Концентрация сульфат-иона 1,24 г/л.

Пленка на основе гидроксидов металлов в растворах сульфатов Co, Cd, Zn, Cu тормозит, но не исключает полностью образование гипса и этtringита под пленкой, что подтверждает и химический анализ.

Проницаемость пленок имеет существенное значение. Так, определенная по количеству выщелаченного CaO проницаемость пленки, образовавшейся на цементном камне в растворе $MgSO_4$, в 1,5 раза больше, чем в $NiSO_4$ и в 5 раз, чем в $ZnSO_4$.

Взаимодействие цементного камня с сульфатами марганца и железа также приводит к образованию пленки, которую можно обнаружить при снятии поверхностных слоев визуалью по появлению $Fe(OH)_3$ и $MnO(OH)$ бурой окраски. В данном случае образование пленок изменяет степень окисления металла. Выпадение объемного осадка внутри цементного камня в виде прослойки отрицательно влияет на его структуру, отторгает наружный слой цементного образца и ускоряет его разрушение.

Высокая агрессивность растворов сульфата алюминия связана с быстрым взаимодействием их с основными соединениями цементного камня, в том числе, судя по наличию в продуктах коррозии гидроксида железа, с гидратированными железистыми соединениями.

Сульфаты натрия и аммония образуют с $Ca(OH)_2$ легко растворимые соединения, однако механизм их действия на цементный камень различен. Неустойчивое соединение NH_4OH , разлагаясь, постоянно сдвигает равновесие реакции в сторону образования $CaSO_4$, т. е. к разложению клинкерных минералов.

В растворе Na_2SO_4 , pH которого быстро растет за счет выделения $NaOH$ в результате обменной реакции с $Ca(OH)_2$, происходит реакция карбонизации $NaOH$ углекислотой воздуха и последующее взаимодействие Na_2CO_3 с $CaSO_4$, в процессе которого репродуцируется Na_2SO_4 . Очевидно поэтому разрушение цементного камня в Na_2SO_4 происходит при меньшем содержании SO_4^{2-} , чем в других сульфатных растворах. Содержание сульфат-ионов, при котором разрушается цементный камень, определяем на цементных образцах-цилиндрах. Через заданные сроки с образцов, хранившихся в сульфатных растворах, последовательно снимали слой толщиной 0,5...1,0 мм и вычисляли содержание сульфат-иона, фиксируя при этом их состояние. Полученные результаты подвергали статистической обработке (см. табл. 1). Исследования показали, что количество SO_4^{2-} , при котором цементный камень начинает разрушаться, зависит

Таблица 2

Длительность испытаний	Количество прореагировавшего CaO, мг/см ² , в растворе		
	$Al_2(SO_4)_3$	$CuSO_4$	H_2SO_4
5	10,80	1,18	3,01
10	17,15	3,06	5,26
20	23,39	3,06	7,63
30	30,14	3,06	9,75

от вида катиона: в растворах $Al_2(SO_4)_3$ — 21 %, а в Na_2SO_4 — 12,9 %.

Механизм воздействия сульфатов магния и кальция на цементный камень, как и влияние алюминатов кальция изучены достаточно полно [1] и здесь не рассматриваются.

Значение pH при определении степени сульфатной агрессивности рассмотрено для растворов $Al_2(SO_4)_3$, $CuSO_4$ и H_2SO_4 с pH=3,6...3,8. Исследования проводили на цементно-песчаных образцах-цилиндрах в указанных растворах по методике НИИЖБ. Количество CaO, прореагировавшее с растворами в табл. 2. Количество CaO, прореагировавшего с раствором $Al_2(SO_4)_3$, оказалось в 3 раза выше, чем с раствором H_2SO_4 , и в 10 раз, чем с $CuSO_4$. Причем в растворе сульфата алюминия увеличение прореагировавшего CaO пропорционально времени выдержки, в растворе H_2SO_4 процесс идет с некоторым замедлением, а в растворе $CuSO_4$ после образования на образце пленки (примерно через 10 сут выдержки) ион кальция не обнаружен. При анализе растворов $Al_2(SO_4)_3$ обнаружили продукты разложения клинкерных минералов — ионы железа и кремния.

Скорость разрушения в растворе $Al_2(SO_4)_3$ в 3 раза больше, чем в растворе H_2SO_4 и в 10 раз, чем в $CuSO_4$ (концентрация SO_4^{2-} в сульфатных растворах меди и алюминия около 25 г/л).

Таким образом, интенсивность воздействия на цементный камень сульфатных растворов с одинаковой величиной pH не адекватна, как это указано в действующих нормах. Способность сульфатных растворов образовывать плотные пленки на цементном камне оказывается более значимой характеристикой, чем pH раствора.

Эксперименты показали, что определение степени агрессивности только по pH недостаточно, так как при одном и том же его значении степень агрессивности сульфатного раствора может отличаться в 10 раз, если не учитывать вид катиона.

Изменение прочностных показателей в различных сульфатных растворах оценивали на цементно-песчаных и бетонных образцах, изготовленных на средне-

алюминатных и сульфатостойких цементах Уральских заводов. Агрессивность сульфатных растворов практически одинакова для образцов обеих групп, но в бетонных призмах процесс сильно растянут во времени: в сульфатах Ni и Na признаки разрушения начали проявляться через 3 г, а $ZnSO_4$ после 4 лет хранения, а в $Al_2(SO_4)_3$ к 4 годам хранения образцы разрушились полностью.

Обобщенные поправочные коэффициенты, учитывающие сравнительную агрессивность сульфатных растворов, приведены в табл. 1.

Выводы

Механизм взаимодействия цементного камня с растворами сульфатов определяется видом катиона, проявляющимся в скорости образования и проницаемости пленки новообразований, в pH и других свойствах сульфатного раствора.

При определении агрессивности сульфатного раствора следует учитывать вид катиона сульфата введением поправочного коэффициента при всех концентрациях сульфат-иона и видах цемента.

Учитывая широкое распространение техногенных сульфатных сред, целесообразно ввести в СНиП 2.03.11—85 поправку, учитывающую вид катиона сульфата.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузев — М.: Стройиздат, 1980. — 536 с.
2. Nady M. Revue des materiaux de Construction et de travaux publics // Institut d'Etudes et de Projets Hydr-energetiques, — Bucarest, — 1969. — V. 98. — S. 642.
3. Тихомирова М. Ф. Зависимость агрессивности растворов сульфатов от положения металла в периодической системе элементов // Журнал прикладной химии. — 1979. — Т. LII. — С. 1475—1479.
4. Тихомирова М. Ф. Агрессивность сульфатных растворов в зависимости от вида катиона // Бетон и железобетон. — 1982. — № 3. — С. 43—44.
5. Тананаяев И. В. Физико-химический анализ в аналитической химии // Изв. сектора физ.-хим. анализа АН СССР. Ин-т общей и неорганической химии. — Т. XX. — 1950. — С. 277.
6. Тихомирова М. Ф., Черкасов Г. Ф., Панкратова В. Д. Коррозия цементного камня в растворах сульфатов цветных металлов // Журнал прикладной химии. — 1975. — Вып. 8. — С. 1859—1861.

Оценка воздействий внешней среды на бетон в нормативных документах

Вопрос о долговечности железобетонных конструкций — способности сохранять эксплуатационную пригодность при различных воздействиях внешней среды в течение проектных сроков службы — приобрел первостепенное значение. Отечественный опыт показывает возрастающее число случаев недостаточной стойкости железобетона в ответственных сооружениях и в массовом строительстве. Расходы на ремонт и восстановление конструкций приближаются к расходам на их изготовление. Эта тенденция характерна и для зарубежного строительства, что находит отражение в работе международных симпозиумов по долговечности строительных материалов [1...3]. В частности, на четвертой международной конференции по долговечности строительных материалов и изделий [1] приводилась огромная цифра (300 млрд. долл.) расходов, необходимых в США для ремонта, восстановления и замены поврежденных сооружений — дорог, мостов, плотин, гидротехнических и очистных сооружений и т. п. Недаром прозвучало: «Строительство в будущем третьем столетии — это восстановление и замена построенного в двух предыдущих».

Хотя недостаточная долговечность железобетонных конструкций определяется низким качеством материалов, технологии производства работ и, как следствие, бетона, немалая доля причин низкой стойкости конструкций определяется дефектами проектов. Повреждение строительных конструкций в процессе эксплуатации происходит под влиянием контактирующей с поверхностью конструкций внешней среды. К параметрам внешней среды, влияющим на бетон поверхностного защитного слоя и находящуюся под защитным слоем арматуру, относятся температурно-влажностные характеристики и химический состав внешней среды. Важны и условия контакта среды и конструкции — скорость движения среды у поверхности бетона, наличие гидростатического напора, физическое состояние среды (твердое,

жидкое и газообразное) и др. Наблюдаются и сложные воздействия внешней среды, при которых сочетается одновременное воздействие различных факторов, например воды, в которой растворены различные химические вещества и содержатся взвешенные частицы, способные механически истирать бетон, или действие водных растворов солей и меняющейся температуры (при применении противогололедных солей). В СССР и за рубежом давно предпринимаются попытки нормировать влияния внешней среды, оценить степень их воздействия на материал и предложить способы придания необходимой стойкости железобетонным конструкциям. В течение последних 10...15 лет предпринимались попытки создать международные стандарты ИСО (международной организации стандартизации) по оценке воздействия внешней химически агрессивной среды и климатических воздействий по отношению к бетону и арматуре. В настоящее время эта работа на стадии готового проекта стандарта (ДП 9690) приостановлена в связи с развернувшимися в Европейском сообществе работами по составлению единых норм. Создан Европейский комитет по нормам (CEN), разрабатывающий согласованные проекты норм со сроком утверждения в 1992 г. Такая ситуация обязывает и нас определить техническую политику в области нормирования, чтобы не остаться в изоляции от общепринятых норм. Проект норм ИСО разрабатывался с учетом состояния стандартизации в этой области в СССР и странах СЭВ, а проект стандарта ИСО о классификации воздействий внешней среды на бетон и арматуру был согласован с СССР, так как действующие у нас нормы, в частности глава СНиП 2.03.11—85, содержат наиболее дифференцированные показатели степени агрессивности воздействий внешней среды на железобетон по сравнению с нормами других стран.

Предпринятая в начале 50-х годов (под руководством В. М. Москвина)

попытка оценить степень агрессивного воздействия на бетон водных растворов различных электролитов не имела прецедента в мировой практике по степени детализации и обоснованности. В дальнейшем был расширен перечень агрессивных компонентов внешней среды и уточнено влияние внешней среды на бетоны, отличающиеся видом цемента, плотностью (проницаемостью) и условиями контакта бетона и среды.

Практически неограниченный перечень веществ, которые могут контактировать со строительной конструкцией, многообразие условий взаимодействия среды и поверхности железобетонной конструкции, а также видов бетона, отличающихся составом и свойствами не позволяют внести всевозможные сочетания в показатели норм. Это особенно сложно для сред, сильно агрессивных по отношению к обычному бетону. В то же время для практических целей важно определить, при каких условиях можно придать бетону необходимую стойкость путем изменения его состава. К этим условиям можно отнести применение специальных цементов, понижение его проницаемости, введение химических добавок, т. е. средства так называемой первичной защиты, и при необходимости способы изоляции поверхности строительной конструкции от внешней среды, т. е. средства вторичной защиты.

В будущем следует разработать методы расчета сроков службы определенных бетонов в определенных средах. В настоящее время строители вынуждены ограничиваться нормативным подходом СНиП 2.03.11—85.

В проекте стандарта ИСО [2] классификация агрессивности сред и климатических условий даны отдельно от требований к бетону, применяемому в этих средах, что отличается от подхода, принятого в действующих нормах Европейского комитета по бетону (ЕКБ) и в нормах СССР (СНиП 2.03.11—85), в которых показатели агрессивности дифференцированы в зависимости от проницаемости бетона и вида цемента.

В проекте норм CEN [3] классификация агрессивности среды (табл. 1) выделена от требований к бетону, который следует применять в этих условиях (табл. 2). При этом, имеется ссылка на возможное использование классификации химической агрессивности внешней среды, принятой в проекте стандарта ИСО (ДП 9690) [5]. В последнем предложено иметь несколько классов агрессивности (до пяти) в зависимости от вида компонента и исключить для качественной оценки термины «слабая», «средняя», «сильная», обозначая их лишь по возрастающей степени порядковыми цифрами А1, А2, А3.... Численные значения концентраций отдельных видов агрессивных веществ приведены в виде рекомендуемых значений, так как их согласование между специалистами разных стран затруднительно.

Для жидких сред степень агрессивности каждого компонента зависит от его химического состава и свойств и определяется концентрацией в воде. Для газообразных веществ агрессивность зависит от их вида, концентрации и влажности атмосферы, в которой они находятся. Предлагаемый в проекте стандарта ИСО подход к оценке агрессивности газообразных, жидких и твердых сред более дифференцирован по сравнению с проектом CEN. Но при составлении стандарта ИСО работа была не закончена, так как для полного решения вопроса о придании железобетону стойкости в различных условиях внешних воздействий, необходимо дать предложения о требованиях к бетону, предназначенному для эксплуатации при воздействии агрессивной внешней среды. С точки зрения нормативных документов такой подход обоснован. На практике будет значительно проще выбрать бетон и его класс, требования к которому в наибольшей степени будут удовлетворять условиям эксплуатации. При этом нормы можно пополнять по мере технического прогресса — при появлении новых вяжущих, технологий, химических добавок, введении новых составов бетона с привязкой их по области применения к классам, характеризующим внешнюю среду.

Естественно, что кроме химической агрессивности среды важное влияние на сроки службы железобетона в конструкциях имеют климатические воздействия, характеризующиеся температурно-влажностными параметрами внешней среды. В проекте стандарта ИСО в разделе В приведены классы климатических воздействий на бетон по температуре и влажности (табл. 3). Кроме воздушно-влажных условий для

Класс	Внешняя среда	Подкласс	Примеры
1	Сухая	—	Внутренние помещения, жилые и общественные
2	Влажная	а) Без замораживания б) С замораживанием	Внутренние влажные помещения Наружные элементы Элементы в воде или грунте (неагрессивные) Наружные элементы с замораживанием Наружные элементы в воде или грунте (неагрессивные) с замораживанием Внутренние влажные с замораживанием Внутренние и наружные элементы с замораживанием и действием противогололедных солей
3	Влажная с замораживанием и противогололедными солями		
4	Морская	а) Без замораживания	Элементы в морской воде или в переменном горизонте
5*	Химически агрессивная по ИСО ДП 9690	а) А1 б) А2 в) А3	Элементы в прибрежной зоне, воздух и соли Слабоагрессивная среда, индустриальная атмосфера Среднеагрессивная среда Сильноагрессивная среда

* — Может существовать отдельно или в комбинации с классами 1...4

Таблица 2

Клас- сы, под- клас- сы внеш- ней среды	Максимальное В/Ц			Минимальное содержание цемента, кг/м³			Минимальное содержание воздуха, % с минимальной крупностью заполнителя, мм			Мо- ро- зо- стой- кость за- пол- ните- ля	Не- про- ница- емость бето- на
	бетон	желе- зо- бе- тон	пред- напря- женный железо- бетон	бетон	железо- бетон	пред- напря- женный железо- бетон					
							32	16	8		
1	—	0,65	0,60	150	260	300	—	—	—	—	—
2а	0,70	0,60	0,60	200	280	300	—	—	—	—	—
2в	—	0,55	—	200	280	300	4	5	6	+	+
3	—	0,50	—	—	300	—	4	5	6	+	+
4а	—	0,55	—	—	300	—	—	—	—	—	+
4б	—	0,50	—	—	300	—	4	5	6	+	+
5а	—	0,55	—	200	280	300	—	—	—	—	+
5в	—	0,50	—	—	300	—	—	5	—	—	+
5с	—	0,45	—	—	300	—	—	—	—	—	+

Примечание. При содержании в среде более 500 мг/л SO_4^{2-} применяют сульфатостойкий цемент.

Таблица 3

Класс	Обозначение	Средняя месячная температура, °C	Подклассы по относительной влажности воздуха, %		
			сухой	нормальный	влажный
Очень холодный	VC	Наиболее холодного месяца ниже —30	≥45	45—75	≤75
Холодный	C	То же —30...—15	≥45	45—75	≤75
Умеренный	T	—15...—4	≥45	45—75	≤75
Средний	M	Наиболее теплого месяца от 20...25	≥40	40—70	≤70
Жаркий	H	25...30	≥30	30—60	≤60
Очень жаркий	VH	—25...30	≥20	20—50	≤50

гидротехнических и аналогичных по условиям эксплуатации сооружений возможно влияние многократного попеременного замораживания и оттаивания бетона в насыщенном водой состоянии. В этом случае для зоны переменного горизонта воды необходима повышенная морозостойкость бетона и в классификации климата одновременно с общей его оценкой по табл. 3 должно быть учтено и число возможных изменений уровня воды при отрицательной температуре воздуха.

Для классов замораживания 1...4 число случаев перехода температуры через 0 °C или изменений уровня воды в водоеме зимой составит соответственно до 25, 25...50, 50...100 и более 100.

Число циклов замораживания и оттаивания в год и характеристика климата служат основанием для назначения в проекте требований по морозостойкости. В СССР эти требования выражаются в виде марки бетона по морозостойкости, определяемой в зависимости от числа циклов заморажи-

вания и оттаивания, которые выдерживает бетон при испытании по стандарту.

Следует отметить, что у нас нет сведений о методике назначения марок бетона по морозостойкости в зарубежной практике.

Учитывая нарастающие тенденции к установлению единых или сопоставимых норм в больших группах стран и развитие экономического сотрудничества с разными странами, необходимо выявить возможности создания единой системы норм проектирования защиты бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Практическая потребность такого обобщения возникает при обмене техническими результатами и при выполнении строительных работ в странах, где одновременно можно использовать как совет-

ские, так и зарубежные нормы.

Проводимая в странах Европейского сообщества работа по подготовке единых стандартов очень важна и для нашей страны. Желательно при этом учитывать опыт и результаты работ по стандартизации при составлении стандартов СЭВ и ИСО. Нормы СССР и других стран СЭВ по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии более дифференцированы, чем в других странах, но в основных параметрах они близки по количественным оценкам к нормам ИСО.

Вероятно, целесообразно установить контакты с *CEN* для обмена информацией и согласования стандартов по оценке воздействий внешней среды и нормированию способов повышения долговечности железобетонных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. 4 International Symposium of Building Materials and Components.— 1987.— Syngapoar.— V. I, II.— 1988.
2. Tenho Sneek. Performance criteria for building materials. Summary of work // Materials and Constructions.— 1987.— V. 20.— № 119.— P. 383—393.
3. Feedback from practice of durability data. Second Draft Report of joint CYB/RYLEM Committee W 80/100-TSL on the Prediction of Service Life of Building Materials and Components.— 1989.
4. Classification of environmental conditions for concrete and reinforced concrete structures. Draft proposal DP 9690// JSO TC 71/SC3.— 1987.
5. More debate needed on design for durability // Concrete (UK).— 1989.— V. 23.— № 1.— P. 37—38.

Библиография

Полезная книга

М. Г. К о р е в и ц к а я. Неразрушающие методы контроля качества железобетонных конструкций.— М.: Высшая школа, 1989.— 79 с.

Качество отдельных строительных конструкций и промышленных, гражданских зданий и сооружений во многом определяется применением совершенных неразрушающих методов контроля состояния новых изделий для получения научно обоснованной информации.

В строительной индустрии в настоящее время занято много специалистов, работающих в системе заводского ОТК и государственной приемки. Для успешного функционирования этих служб учебные заведения, в том числе профессионально-технические училища, призваны готовить квалифицированные кадры рабочих.

Небольшое по объему рассматриваемое Пособие призвано всесторонне помочь учащимся строительных ПТУ, а также повышающим свою квалификацию на производстве в овладении новейшими методами проверки качества строительных конструкций.

В книге изложены общие сведения о неразрушающем контроле, дана классификация новых методов такого контроля строительных изделий. Области применения неразрушающего контроля

сведены в основном к контролю прочности бетона и ее росту, контролю силы натяжения арматуры в преднапряженных конструкциях, обнаружению внутренних дефектов, определению положений арматуры в железобетоне, контролю качества сварных соединений, а также контролю плотности и влажности бетона.

Для будущих специалистов полезны также основные сведения из математической статистики обработки данных при неразрушающем методе контроля.

Ультразвуковой импульсный метод — один из самых распространенных неразрушающих методов, используемых для контроля прочности бетона и дефектоскопии железобетонных изделий. В связи с этим в Пособии освещена ультразвуковая измерительная аппаратура, изложен метод контроля прочности на сжатие тяжелого, легкого и силикатного бетонов.

В зависимости от условий проведения контрольных испытаний рекомендованы сквозное и поверхностное прозвучивание. Рассмотрен также ультразвуковой метод для контроля нарастания проч-

ности бетона в процессе его твердения применительно к монолитным конструкциям.

Одна из глав Пособия посвящена контролю прочности бетона механическими неразрушающими способами. При этом обстоятельно освещен метод пластической деформации, методы упругого отскока и ударного импульса, методы, основанные на местном локальном разрушении бетона. Представлен перечень используемых специальных приборов и приспособлений, описан принцип их действия. С помощью иллюстраций показаны способы правильного обращения с приборами и инструментом в момент измерений.

Сжато, но доходчиво для читателя изложен порядок построения и оценки градуировочных зависимостей при контроле прочности бетона различными методами.

Полезны также сведения по контролю натяжения арматуры. При этом метод измерений силы натяжения арматуры выбирается в зависимости от характеристики контролируемой арматуры, метода натяжений и условий измерений.

В Пособии достаточное внимание уделено магнитному, радиографическому и ультразвуковому методам контроля расположения арматуры в железобетонном изделии и дефектоскопии.

Для контроля плотности и влажности бетона рекомендованы соответственно радиоизотопный и дизелькометрический методы измерений.

В книге раскрыты особенности оценки прочности бетона при испытании неразрушающими методами. Автором обоснован также объем контроля однотипных железобетонных изделий по конкретному параметру. На примере рассмотрена методика расчета и оценки прочности и однородности бетона в партии изделий.

Интересны также сведения о неразрушающем контроле при производстве сборного и монолитного железобетона и обследовании эксплуатируемых конструкций зданий и сооружений.

Новое учебное Пособие написано на высоком техническом и методическом уровне, отражает сегодняшнее состояние методов и средств неразрушающего контроля качества бетона в заводских условиях и на производстве.

Автору, на наш взгляд, удалось в небольшой книге обобщить и систематизировать весьма разрозненный материал по этой области и представить его читателю в доступной для изучения форме.

В качестве дальнейшего пожелания автору хотелось бы отметить, что в Пособии рассматривается много приборов и специальной аппаратуры различных типов, однако марки их не расшифрованы. Отсутствуют также их технические характеристики. При возможном переиздании Пособия это можно легко устранить.

Учебное Пособие предназначено для подготовки квалифицированных работников для отделов технического контроля железобетонных заводов, а также служб государственной приемки предприятий строительной индустрии.

Р. М. ГАЛЛЯМОВ, канд. техн. наук

Зарубежный опыт

УДК 69.032.22:691.328(7+8)

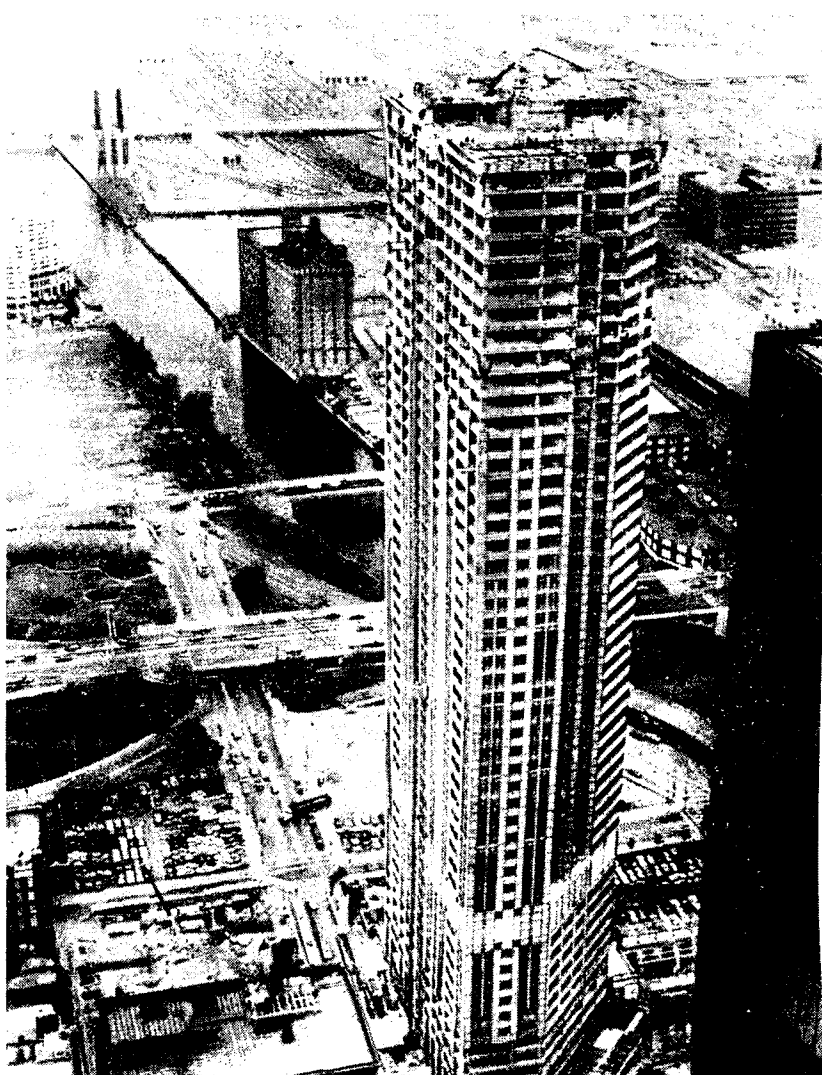
Бетон в высотном строительстве США

В США, по сообщению журнала «Международная строительная промышленность»*, наметилась заметная тенденция к увеличению доли в высотном строительстве зданий, выполняемых полностью из железобетона. Если ранее практически все небо-

скребы возводили из несущих стальных каркасов, а бетон использовали в них для междуэтажных перекрытий, перегородок и панелей ограждения, в настоящее время стало возможно и экономически целесообразно выполнять все несущие и ограждающие конструкции из железобетона.

В качестве наглядной иллюстрации может служить возведение в Чикаго административного здания компании «Линкольн Проперти» (см. рисунок).

* Concrete pumping marathon in Chicago // Construction Industry International. — N 3. — 1990. — P. 29—30.



Административное здание компании «Линкольн Проперти» в Чикаго

Применение стального каркаса было отвергнуто как по архитектурно-конструктивным, так и по экономическим соображениям в связи с ростом стоимости металла. Выполнение контракта было поручено компании «Дж. Джонс Констракшн» из г. Шарлотт (Северная Каролина).

Небоскреб «Вакер Билдинг» высотой 290 м общей полезной площадью около 158 тыс. м² было решено возвести полностью из железобетона, включая несущие и ограждающие конструкции. Общий объем бетона свыше 84 тыс. м³ прочностью до 84 МПа был уложен в рекордно короткое время.

В отличие от обычно принятой практики доставки бетона к месту укладки с помощью крана и бадей, компания, учитывая большой объем бетонных работ, применила для этих целей бетононасос фирмы «Швинг» с распределительной стрелой радиусом действия 32 м. В пользу принятого решения свидетельствовал такой подсчет: при доставке бетона с помощью крана на уровень 42 этажа при цикле работы крана 9 мин скорость укладки бетона составит 10 м²/ч, при подаче бетононасосом — 42 м²/ч. Штормовые ветры, имевшие место в период строительства, вызвали бы дополнительные перерывы в производстве бетонных работ с помощью крана и привели бы к большим экономическим потерям. Это подтвердило правильность принятого решения.

Перекачивание бетона с уровня первого этажа осуществляли по бетонопроводу, имевшему горизонтальный

участок длиной 61 м и вертикальный длиной 214 м до уровня 51 этажа. Для обеспечения бесперебойности работы бетонопровод имел две самостоятельные ветви. Выше 51 этажа были установлены дополнительные секции для перекачивания бетона до верхнего уровня здания. Распределительная стрела бетонопровода была установлена на верхней платформе самопереставного крана и в сочетании с бетононасосом и двумя комплектами скользящей опалубки, запроектированных для обслуживания двух половин здания, обеспечила бесперебойную и высокоэффективную работу.

Одну ветвь бетоновода использовали для подачи бетона вплоть до 32 этажа и по ней было подано 34,4 тыс. м³ смеси. Затем работала вторая ветвь, а первую ремонтировали с заменой некоторых изношенных секций.

Объем подачи бетона вплоть до 36 этажа, включая работы по отделке бетонных поверхностей, составил 77 м³/ч. На этом уровне двигатель бетононасоса был перенастроен для увеличения давления при снижении объема перекачиваемого бетона. Средняя производительность производства бетонных работ составила 535 м³/сут при скорости возведения одного этажа, включая перекрытия, колонны и стены, 5 сут.

В связи с некоторыми изменениями в проекте и с учетом принятой технологии производства бетонных работ для укладки в несущие и ограждающие конструкции здания использовали бе-

тон прочностью 28...84 МПа. Для колонн нижних и средних этажей применяли бетон прочностью 84 и 70 МПа, в перекрытиях нижних этажей (до 14) — 63, выше — 52,6 МПа.

Применение преднапряжения в балках перекрытий и повышение прочности бетона позволило уменьшить расход бетона и, как следствие, расход арматуры на 400 т при ее общем объеме на здание в 11 тыс. т.

Использование суперпластификатора WRDA — 19 для бетонов прочностью 84, 69 и 55 МПа и WRA для бетона прочностью 41 МПа позволило улучшить перекачиваемость смесей на стройплощадке. Если в момент введения суперпластификатора осадка конуса составляла 230 мм, то на выходе из бетонопровода она снижалась до 200 мм. В бетон прочностью 84 МПа вводили кроме того микросилиций марки EMSAC F-100.

Несмотря на достигнутую рекордную скорость производства бетонных работ, качество бетона было высоким и проведенный контроль выявил недостаточное его уплотнение вокруг арматурных стержней только в 12 местах, в которых неплотные участки были отремонтированы.

Скорость производства бетонных работ могла быть еще выше при более благоприятной кривой набора прочности бетоном и при более ранней распалубке.

В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук.

ВНИМАНИЮ ПРЕДПРИЯТИЙ И ОРГАНИЗАЦИЙ

Редакция нашего журнала, подписчиками которого, кстати говоря, являются фирмы и организации более чем в 100 странах мира, принимает к публикации на своих страницах рекламы и объявления от организаций и граждан по всем видам хозяйственно-экономической, производственной и коммерческой деятельности.

В условиях формирующихся рыночных отношений у нас в стране рекламно-коммерческая деятельность приобретает важнейшее значение в реализации Ваших товаров или услуг.

Стоимость рекламных текстов — 2 рубля за 1 см² площади журнальной полосы.

Тексты следует присылать в 2-х экземплярах, напечатанных на стандартных страницах. К текстам (возможны и рисунки в черно-белом исполнении) прилагается гарантийное письмо об оплате.

Наш адрес: 101442, Москва, Каляевская, 23а, редакция журнала «Бетон и железобетон». Тел. 292-41-34, 292-62-05.

УДК 691.87:693.554:728

Применение стали класса Ат-IVС при производстве панелей перекрытий жилых домов / И. Н. Тихонов, М. И. Леви, В. И. Соколов и др. // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 4—5.

Приведены результаты испытаний панелей перекрытий жилых домов серии 90 армированных Ø 6 Ат-IVС. Установлена достаточная надежность таких панелей по прочности, жесткости и трещиностойкости. Экономия арматурой стали может достигать 20 %.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 627.751.4

Бердичевский Г. И., Гершвальд В. С., Шатилов С. Н. Оценка осевого обжатия в концевых зонах виброгидропрессованных труб // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 5—7.

Даны результаты экспериментального определения фактической величины осевого преднапряжения в виброгидропрессованных трубах со спиральным и спирально-перекрестным армированием. Определена радиальная нагрузка, передающаяся с арматуры на бетон концевых зон виброгидропрессованных труб. Предложена схема нагружения для расчета кольцевых сечений втулочной части труб.— Ил. 4, табл. 3.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073

Новый тип структурных плит покрытия с металлическим нижним поясом / О. А. Курбатов, Б. А. Миронков, Л. Н. Луби и др. // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 8—10.

На основе экспериментально-теоретических исследований металло-железобетонных структурных плит установлено, что конструкции их отличаются равномерным характером распределения усилий в элементах и достаточной жесткостью. Исследованы различные конструктивные схемы плит.— Ил. 5.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 666.97.033.17

Свойства центрифугированных бетонов с комбинированным заполнителем / В. П. Шурыгин, А. Г. Ткаченко, В. П. Петров, Е. Ю. Романенко // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 11—13.

Обоснована эффективность технологического приема повышения качества центрифугированного бетона путем замены части плотного заполнителя эквивалентным объемом пористого. Выявлены рациональные составы центрифугированных бетонов с комбинированным заполнителем, определены их основные физико-механические свойства. Доказана возможность повышения трещиностойкости таких бетонов введением в их состав минеральных волоконистых компонентов.— Ил. 3, табл. 2.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327:539.376

Кириллов А. П., Багрий Э. Я., Завялов В. Н. Ползучесть бетона в условиях двухосного сжатия // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 13—14

Представлены некоторые результаты экспериментально-теоретических исследований длительного деформирования бетона в условиях двухосного сжатия при переменных во времени напряжениях. Сопоставление экспериментальных данных с теоретическими по предложенным аналитическим зависимостям позволило добиться удовлетворительных результатов при описании относительных деформаций ползучести в направлении каждого из действующих направлений.— Ил. 2.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327:666.973

Легкие бетоны на пеностеклогрануляте / И. Е. Путляев, А. Н. Давидюк, Э. Р. Саакян, М. Р. Арутюнян // Бетон и железобетон.— 1990, № 11.— С. 15—16

Исследовано использование пеностеклогранулята в качестве заполнителя для легких бетонов плотностью не более 900 кг/м³. Показаны основные физико-механические и химические свойства легких бетонов на основе пеностекла. Изучены некоторые структурные особенности бетонов, в частности влияние воздухововлекающих добавок на контактную зону заполнителя с цементно-песчаной матрицей.— Ил. 6, табл. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.554.6:621.791

Табелев В. Д., Бондарев В. А., Антошин В. В. Высокотемпературная пайка при монтаже конструкций // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 20—21

Показана возможность использования высокотемпературной пайки для стыковых соединений арматурных стержней. Приведены некоторые особенности технологии и механизма образования соединения.— Ил. 2.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 693.95

Андреев С. И. Приспособление для перемещения сантехкабин под перекрытия // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 22—23 Описывается приспособление, благодаря которому при строительстве жилых и общественных зданий из монолитного железобетона можно применять обычные объемные сантехкабины заводского изготовления. Применение приспособления сокращает трудозатраты на строительстве в монтаже санузлов в 3,7 раза.— Ил. 2.

УДК 624.073.7

Васильков Б. С., Макаров Г. И. Исследование плит перекрытий на свайных опорах // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 23—24

Рассмотрены методика экспериментальных исследований плит перекрытий на свайных опорах в производственных условиях и расчет этих плит методом конечных элементов в стадии упругой работы. Экспериментальные и теоретические результаты имеют удовлетворительное совпадение (до 10 %).— Ил. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.41:539.4

Болдышев А. М., Плевков В. С. Расчет прочности нормальных сечений железобетонных элементов // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 25—27

Приведена обобщенная область относительной прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Предложена методика расчета по программе «ПОИСК». Использование шаблонов позволяет существенно упростить проектирование железобетонных элементов на действие нескольких сочетаний усилий, получая при этом оптимальное армирование элемента. Приведен пример расчета.— Ил. 4, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.45.046

Вахненко П. Ф. Граничная высота сжатой зоны при сложных деформациях // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 27—28 Приведены результаты исследований сжатой зоны кососжимаемых и косозгибаемых железобетонных элементов на основе полной диаграммы деформирования бетона. Предложены уравнения для определения граничной высоты сжатой зоны в этих элементах.— Ил. 1.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.046.5

Гвельсиди Л. О., Пирадов К. А. Развитие трещин при длительном нагружении // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 29

Приведена основанная на методах механики разрушения методика расчетного определения развития длины и ширины трещины при длительном действии нагрузки. В результате сравнения теоретической ширины раскрытия трещины с экспериментальной установлено хорошее совпадение.— Табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.22.012.45.042.8:681.3:539.3

Орленко А. Н., Емышев М. В. Расчет изгибаемых элементов на динамические нагрузки по предельным состояниям // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 30—31

Приведен метод расчета железобетонных изгибаемых элементов, учитывающий использование полной несущей способности конструкции, на действие интенсивных динамических нагрузок. Даны примеры расчетов.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.01.46:539.37/38

Гуща Ю. П., Ларичева И. Ю., Рыбалка А. Н. Расчет деформаций и ширины раскрытия трещин преднапряженных изгибаемых элементов при разгрузке // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 37—39

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований деформативности и трещиностойкости изгибаемых преднапряженных элементов при нагружениях и разгрузках. Разработан метод, расчета, основанный на использовании диаграмм деформирования материалов, позволяющий оценить деформации преднапряженных элементов и ширины раскрытия нормальных трещин при различном характере действия нагрузки.— Ил. 5.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.54:620.194

Тихомирова М. Ф., Власичева Л. Г. Нормирование агрессивности сульфатных растворов с учетом вида катиона // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 40—41

Рассмотрен подход к нормированию агрессивности сульфатосодержащих жидких сред в зависимости от вида катиона путем введения поправочных коэффициентов. Приводятся результаты экспериментальных исследований механизма взаимодействия цементного камня с растворами сульфатов, содержащих катионы.— Ил. 1, табл. 2.— Библиогр.: 6 назв.

CONTENTS

Timofeev Yu. L. The ways of technical rearmament of building industry
Tikhonov I. N., Levi M. I., Sokolov V. P., Nikolskiy V. A., Tchebykin B. A., Ponomarev S. A. The use of steel At-IVC for production of panels of overlappings for apartment houses
Berditshevskiy G. I., Gershvaid V. S., Shatilov S. N. The evaluation of axial pressure of vibro-hydro-pressed pipes
Kurbatov O. A., Mironkov B. A., Lubo L. N., Grigorjev V. I. A new type of structural roof slabs with metallic lower belt
Kirillov A. P., Bagryj E. Ya., Zavjalov V. N. A creep of concrete in conditions of two-axial compression
Putlaev I. E., Daviduk A. N., Saakjan E. R., Arutunjan M. R. A lightweight concretes on foam-glass-granulate
Boyko V. E., Shastun V. N., Mukha Yu. M., Tsyro V. V. The improvement of grouping schemes of cassette-production lines
Gulin S. D., Kulapov A. N., Sorokin A. A. The improvement of technology of production of concrete and mortar mixes
Andreev S. I. A device for displacement of cabins of sanitary techniques under overlappings
Pavlenko S. I., Oreshkin A. B., Vitko S. D. The peculiarities of thermal treatment of slag-ashes-concretes of cast consistence for monolith buildings
Vasilkov B. S., Makarov G. I. The investigations of slabs of overlappings on pile-supports
Zubkov V. A., Semerkov I. V. The increasement of precision of determination of supersound speed in concrete
Tretjakov O. E., Tarasov I. O. The application of NTs for reinforcement of precast-monoliths structures
Zotkin A. G. A comparison of different methods of destination of ashes expenditure in concrete
Pertsykov I. Z., Skorina O. T., Sjeumshchikov S. E. The use of slags of fire-rendering harmless of sediments of sewages of galvanic production
Gushicha Yu. P., Laritsheva I. Yu., Rybalka A. N. A calculation of deformations and of width of cracks openings in prestressed bending elements during discharging

CONTENU

Timopheev Yu. L. Les voies de rééquipement de l'industrie de construction
Tikhonov I. N., Levi M. I., Sokolov V. P., Nikolskiy V. A., Tchebykin B. A., Ponomarev S. A. L'application de l'acier At-IVC pendant la production de panneaux des planchers pour les bâtiments d'habitation
Berditshevskiy G. I., Gershvaid V. S., Chatilov S. N. L'évaluation de serrage axial des conduites vibro-hydro-pressées
Kourbatov O. A., Mironkov B. A., Loubo L. N., Grigorjev V. I. Le nouveau type de dalles structurales de recouvrement avec la membrure métallique inférieure
Kirillov A. P., Bagryj E. Ya., Zavjalov V. N. Le fluage du béton dans les conditions de serrage bi-axial
Putlaev I. E., Daviduk A. N., Saakjan E. R., Arutunjan M. R. Les bétons légers sur le verre-mousse granulé
Boyko V. E., Chastoun V. N., Moukha Yu. M., Tsyro V. V. Le perfectionnement des schémas de composition de lignes des chassis-convoyeurs
Gouline S. D., Koulapov A. N., Sorokine A. A. Le perfectionnement de la technologie de préparation des bétons frais et des mélanges des mortiers
Andreev S. I. Le mécanisme pour le déplacement des blocs sanitaires sous les recouvrements
Pavlenko S. I., Orechkin A. B., Vitko S. D. Les particularités de traitement thermique de laitier-cendres-béton de la consistance coulée pour les bâtiments monolithes
Vassilkov B. S., Makarov G. I. Les études des dalles de plancher sur les appuis des pieux
Zoubkov V. A., Semerkov I. V. Le perfectionnement de précision de la détermination de la vitesse d'ultra-son dans le béton
Tretjakov O. E., Tarassov I. O. L'application de NTs pour le renforcement des structures préfabriquées-monolithes
Zotkine A. G. La comparaison des moyens différents de la destination de dépense des cendres dans le béton
Pertsykov I. Z., Skorina O. T., Sjeumshchikov S. E. L'utilisation des laitiers de neutralisation par le feu des sédiments des égouts de production galvanique
Goushicha Yu. P., Laritsheva I. Yu., Rybalka A. N. Le calcul des déformations et du largeur d'ouverture des fissures des éléments précontraints sollicités en flexion sous la décharge

INHALTSVERZEICHNIS

Timofejew Ju. L. Wege zur technischen Neuausrüstung der Bauindustrie
Tichonow I. N., Lewi M. I., Sokolow W. P., Nikoljskij W. A., Tschebykin B. A., Ponomarjow S. A. Anwendung des At-IVS-Stahls bei Produktion von Deckenplatten für Wohngebäude
Berditschewskij G. I., Gerschwald W. S., Schatilow S. N. Einschätzung der axialen Zusammendrückung von vibrohydrogepressten Rohren
Kurbatow O. A., Mironkow B. A., Lubo L. N., Grigorjew W. I. Neuer Typ von Strukturdeckenplatten mit metallischem Untergurt
Kirillow A. P., Bagrij E. Ja., Sawjalow W. N. Kriechen des Betons unter Bedingungen des zweiachsigen Druckes
Putljajew I. Je., Dawidjuck A. N., Saakjan E. R., Arutjunjan M. P. Leichtbetone unter Verwendung des Schaumglasgranulits
Bojko W. Je., Schastun W. N., Mucha Ju. M., Zyro W. W. Verbesserung der Anordnungsschemas für Batteriefliessfertigungsanlagen
Gulin S. D., Kulapow A. N., Sorokin A. A. Verbesserung der Zubereitungs-technologie von Beton- und Mörtelmischungen
Andrejew S. I. Umsetzvorrichtungen der sanitärtechnischen Kabinen unter Deckenkonstruktionen
Pawlenko S. I., Oreshkin A. B., Witjko S. D. Besonderheiten der Warmbehandlung der Schlackenaschenbetone von Gusskonsistenz für monolithische Gebäude
Wassiljkow B. S., Makarow G. I. Untersuchungen der Deckenplatten auf Pfahljochen
Subkow W. A., Semerkow I. W. Verbesserung der Bestimmungs-genauigkeit der Geschwindigkeit des Ultraschalls im Beton
Tretjakow O. Je., Tarassow I. O. Anwendung des Expansivzements für Verstärkung von Montageverbundkonstruktionen
Sotkin A. G. Vergleich von unterschiedlichen Bestimmungsverfahren des Aschenverbrauchs im Beton
Perzikow I. S., Skorina O. T., Sjomstschikow S. Je. Ausnutzung der Schlacken für Feueranierung von Sedimenten des Abwassers bei galvanischer Produktion
Gusitscha Ju. P., Laritschewa I. Ju., Rybalko A. I. Berechnung von Deformationen und der Breite des Rissöffnens in vorgespannten auf Biegung beanspruchten Bauelementen bei Entlastung.

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

Технический редактор Е. Л. Сангузова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 27.08.90. Подписано в печать 22.10.90. Формат 60×88¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 6,0. Усл. кр.-отт. 6,75. Уч.-изд. л. 7,98. Тираж 13 432 экз. Зак. 6503. Цена 60 коп.

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

К СВЕДЕНИЮ РУКОВОДИТЕЛЕЙ И СПЕЦИАЛИСТОВ ПРЕДПРИЯТИЙ, НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИХ И ПРОЕКТНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ СТРОЙИНДУСТРИИ

ВНИИжелезобетон подготовил к изданию в 1990 г. сборник-каталог «Техническое оборудование, средства механизации, автоматизации, приборы, рекомендуемые к внедрению при техническом перевооружении предприятий сборного железобетона», вып. 4 (в двух частях).

В сборнике-каталоге приведено описание более 250 новшеств, охватывающих все переделы производства сборного железобетона.

Сборник-каталог содержит краткие сведения об особенностях и области применения конструкций, технико-экономические показатели и ориентировочную потребность, а также адреса организаций-разработчиков и головных предприятий, внедривших новшества.

Стоимость — 22 р. за комплект.

Для оформления заказа Вам необходимо перевести соответствующую сумму на расчетный счет ВНИИжелезобетона № 585101 в Перовском отделении Промстройбанка г. Москвы (МФО 201337) и направить заверенную копию платежного поручения, указав свой почтовый адрес, во ВНИИжелезобетон по адресу: 111524, Москва, Плеханова, 7.

ОБРАЩЕНИЕ

к общественным, государственным организациям, к предприятиям, научно-исследовательским, проектно-конструкторским институтам, конструкторским бюро, к научной и инженерной общественности страны

Инженерная академия СССР, созданная по инициативе ряда общественных организаций, государственных комитетов, министерств и ведомств, объединяет в своих рядах ведущих ученых и инженеров многих отраслей народного хозяйства.

Академия ставит своей целью консолидацию научного потенциала и концентрацию сил выдающихся ученых и инженеров для решения крупных проблем, имеющих определяющее значение в развитии научно-технического прогресса страны.

В ближайшие годы намечено получить эффективные виды материалов, создать принципиально новые машины и оборудование, разработать безотходные и экологически чистые промышленные технологии, а также поднять технический уровень отечественной промышленности до мирового уровня — такова наша цель.

К настоящему времени академия организационно оформлена, начата комплектация действительных ее членов и членов-корреспондентов.

Выступая с данным Обращением, президиум Инженерной академии СССР приглашает ученых и инженеров различных специальностей, научно-исследовательские, проектные, конструкторские, государственные, арендные, акционерные и другие организации, министерства и ведомства к сотрудничеству в разработке и реализации:

научно-технических программ и крупных проектов по развитию производственных отраслей народного хозяйства;

программ ускорения научно-технического прогресса с концентрацией инженерного потенциала на приоритетных и прорывных направлениях;

новых средств механизации, автоматизации производства и современных технологий изготовления материалов и оборудования;

программ развития и эффективного использования открытий, изобретений, рационализаторских предложений;

эффективных систем организации и управления производством по основным направлениям развития техники, технологии, экологии и экономики.

Сотрудничество Инженерной академии СССР со всеми организациями, предприятиями, учреждениями и институтами осуществляется на взаимовыгодной договорной основе и будет направлено на развитие отечественной науки, техники и производства с целью их вывода на мировой уровень.

Ждем Ваших пожеланий и предложений.

Б. В. ГУСЕВ,
президент Инженерной академии СССР

Наш адрес: 103062, Москва, Подсосенский пер., д. 25, Инженерная академия СССР.