

## Содержание

<b>К 70-летию Великого Октября</b>	
К новым свершениям . . . . .	2
<b>Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!</b>	
Кузнецов Ю. Д. Комплекс исследований по проблеме реконструкции зданий и сооружений . . . . .	4
Гусев Б. В., Аксельрод Е. З., Бузинов В. М., Долинский Ю. И., Щелоков Н. А. Предложения по совершенствованию предприятий крупнопанельного домостроения . . . . .	5
Барч З. И., Рунцо Н. П., Фишера М. Ф. Некоторые решения реконструкции промышленных зданий с железобетонным каркасом . . . . .	9
Лучковский И. Я., Малый Э. Ю., Колесник А. В., Молчанов Л. Г. Особенности проектирования рамных фундаментов под оборудование в условиях реконструкции . . . . .	10
Фомин С. Л., Петров О. А., Плахотникова И. А., Лобасенко Е. Г., Гапич А. И. Опыт реконструкции фундаментов тепловых агрегатов . . . . .	12
Рабинович Е. А., Подлегаев И. М., Царин А. В., Табачин Я. И., Вишняков Л. И. Усиление колонн реконструируемых зданий железобетонными обоймами . . . . .	14
Милованов А. Ф., Аргунова Л. И., Заславский И. Н., Маркина Г. К., Фридган Л. Б. Изменение свойств бетона при переменных воздействиях температуры и увлажнения . . . . .	16
Клевцов В. А., Прокопович А. А., Репекто В. В. Влияние трещин по контакту полки с ребрами на несущую способность конструкций . . . . .	18
<b>Конструкции</b>	
Шугаев В. В., Людковский А. М., Соколов Б. С., Шапиро А. В., Авдейчиков Г. В., Черемухин В. Ф. Экспериментальное строительство сборных складчатых шатровых перекрытий . . . . .	21
<b>Бетоны</b>	
Лемехов В. Н., Вандаловская Л. А., Молукалова Е. Л., Воропай А. Н., Бессараб А. Н. Пластификатор полифункционального действия для бетона . . . . .	23
<b>Заводское производство</b>	
Куприянов Н. Н., Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка бетонов в продуктах сгорания природного газа . . . . .	25
<b>Строительное производство</b>	
Крылов Б. А., Ерошкин В. Н. Критическая прочность бетонов к моменту замораживания . . . . .	27
<b>В помощь проектировщику</b>	
Бурлаченко П. И. К расчету сечений внецентренно сжатых элементов . . . . .	29
Неймарк А. С., Гуревич А. Л., Веремеенко О. Ю. Расчет параметров жесткости стержневых элементов с учетом истории нагружения . . . . .	30
Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш., Фигаровский В. В. Назначение пропорционной косвенной арматуры в преднапряженных конструкциях . . . . .	32
<b>Вопросы экономики</b>	
Рогатин Ю. А., Батраков В. Г. Методика расчета потребности в добавках для бетона и железобетона . . . . .	35
<b>Вопросы качества</b>	
Багров Б. О., Васильева Т. Д., Нудель Г. Н., Чернявский В. С., Бородавкина Л. Г. О повышении прочности газозолобетона . . . . .	37
Изотов Ю. Л., Лапшин Н. Г., Лебедь В. В., Прусаков В. А. Контроль удобоукладываемости раствора для фактурного слоя изделий . . . . .	38
<b>Использование промышленных отходов</b>	
Трофимов Б. Я., Горбунов С. П., Крамар Л. Я., Жуков И. В., Башев В. А., Иванов Ф. М., Капкин М. М. Использование отхода производства ферросилиция . . . . .	39
<b>Долговечность</b>	
Кузовлев Г. М. Опыт эксплуатации трубопроводов для подачи морской воды . . . . .	41
<b>На ВДНХ СССР</b>	
Азаркин Н. М. Прогрессивная технология . . . . .	43
<b>Библиография</b>	
Выпов И. Г. Монография об уровне и проблемах развития преднапряженного железобетона . . . . .	45
Новицкий Н. В. Учебник для будущих строителей . . . . .	46



МОСКВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

### К НОВЫМ СВЕРШЕНИЯМ

С хорошими показателями завершил 1986 г. коллектив Краснопресненского завода ЖБК ордена Трудового Красного Знамени ДСК-1 Главмосстроя. Сверх годового плана изготовлено более 7 тыс. м<sup>3</sup> железобетонных конструкций и изделий, выпущено дополнительно нормативной чистой продукции на сумму 108 тыс. руб., реализовано продукции сверх плана на сумму 357 тыс. р.

О напряженном труде заводчан в двенадцатой пятилетке свидетельствует план социально-экономического развития предприятия на 1986—1990 гг. Так, в соответствии с ним предусматривается дальнейшая интенсификация всех производственных процессов, что позволит повысить производительность труда на 6,1% при одновременном высвобождении 86 человек. Достичь этого заводчане намечают путем совершенствования технологии, улучшения качества выпускаемой продукции, применения прогрессивных материалов, укрепления трудовой и производственной дисциплины на каждом рабочем месте.

На Краснопресненском заводе понимают, что без технического перевооружения, совершенствования планово-предупредительного ремонта оборудования, своевременной замены его на новое результативности достичь нельзя. Поэтому заводчане наметили на 1987 г. и на двенадцатую пятилетку целый комплекс организационно-технических мероприятий, основная цель которых заключается в мощном импульсе решительному подъему экономики, ускоренному развитию всех звеньев домостроительного конвейера.

На современном этапе развития нашего общества решающее значение приобрела проблема обеспечения наибольших конечных результатов производства при наименьших затратах, при полном использовании имеющегося производственного потенциала. В этом отношении показательна работа коллектива Краснопресненского завода, одного из самых механизированных в отрасли. Каждый этап реконструкции производственных линий по выпуску деталей для домов прогрессивной серии П 44 здесь осуществляли без снижения объемов выпуска продукции. Так, за годы одиннадцатой пятилетки введен в действие мощный формовочный цех с пневмоавтоматическим оборудованием. Внедрено объемное армирование, налажен выпуск штампованных закладных деталей, наружных стеновых панелей и панелей безрулонной кровли для домов серии П 44/17, навесных торцовых панелей, унифицированных объемно-сборных лифтовых шахт.

В сжатые сроки без остановки производства на заводе освоен массовый выпуск эффективных трехслойных стеновых панелей на гибких связях. Коэффициент теплосоппротивления в них увеличен в два раза, благодаря чему обеспечена значительная экономия топливно-энергетических ресурсов. В разработке панелей с повышенными теплоизоляционными свойствами наряду с заводчанами принимали участие специалисты НИИ Мосстроя и МНИИТЭП.

Напряжением, добросовестностью и творчеством в работе ознаменовали краснопресненцы первый год двенадцатой пятилетки. Заводчане за короткий срок наладили выпуск наружных рельефных стеновых панелей с облицовкой «под кирпич». В настоящее время эти панели используются на экспериментальном жилом доме серии П44/17 в Свиблове. На за-

воде освоили изготовление объемных ограждений балконов, опорных камней для труб канализации в техническом подполье. В настоящее время все технологические линии завода переоснащаются для выпуска в полном объеме наружных стеновых панелей с облицовкой «под кирпич».

Краснопресненский завод оснащен поточно-конвейерными линиями с полной механизацией всех производственных процессов как в основных цехах, так и на складах сырья, готовой продукции и во вспомогательных цехах. Выпуск стеновых железобетонных панелей осуществляется на нескольких конвейерных линиях. Среди прогрессивных технических решений, применяемых в производстве панелей наружных стен, следует отметить подвесной конвейер для подачи комплектующих материалов, раскроечного плитного утеплителя, коврик керамических плиток и закладных деталей. Арматурные каркасы свариваются на манипуляторах, расположенных в непосредственной близости от формовочных конвейеров. На конвейере для формования панелей изготавливаются также элементы лифтовых шахт и машинных отделений.

Опыт передовых предприятий строительной индустрии убеждает, что только там добиваются весомых производственных показателей, выходят на высокие рубежи, где научились сочетать применение прогрессивных методов организации и стимулирования труда с быстрым обновлением мощностей, непрерывной модернизацией производства. Несколько лет назад на такой путь развития стал Краснопресненский завод. Главный упор здесь делался и сделан в настоящее время на техническое перевооружение предприятия, экономию ресурсов, обеспечение резкого повышения качества продукции.

Характерна в этом отношении работа по совершенствованию организации труда и производства, проделанная в арматурном цехе. За короткое время здесь модернизированы широкосеточные машины с оснащением их автоматическими фронтальными питателями для подачи поперечных стержней. Вместо механических линий стали действовать две автоматические производительностью на 30% выше, чем у серийно выпускаемых.

Машинисты широкосеточных машин теперь обслуживают и правильно-отрезной автомат для изготовления поперечных стержней. Собственными силами здесь изготовлены и внедрены полуавтоматические гибочные станки, благодаря чему производительность труда в цехе за годы одиннадцатой пятилетки выросла на 10%. Старое морально устаревшее оборудование заменено на новое высокопроизводительное. В цехе установлена стыко-сварочная машина для утилизации отходов арматуры.

Большие работы по обновлению производства выполнены в формовочных цехах. Так, в цехе № 2 с целью снижения трудовых затрат впервые смонтированы технологические линии по комплектации железобетонных изделий, самоходный портал для подачи изделий на монтажные конвейеры.

Техническое перевооружение, осуществленное в цехах завода, позволило поднять в 1,5 раза производительность труда, высвободить от малопродуктивного ручного труда более 30 человек.

На заводе внедрена новая эффективная технология отделки стен рулонными материалами непосредственно в процессе формования панелей. Использование нового типа закладных

деталей позволило сократить расход металла и уменьшить объем сварочных работ, выполняемых ранее вручную.

Труженики Краснопресненского завода, как и все советские люди, единодушно одобрили материалы январского (1987 г.) Пленума ЦК КПСС о перестройке и кадровой политике партии. В докладе, с которым на Пленуме выступил Генеральный секретарь ЦК КПСС М. С. Горбачев, определены конкретные пути повышения ответственности кадров, всех коммунистов за дальнейшее укрепление экономики, углубление социалистической демократии, развитие самоуправления.

Чтобы выполнить задачи, о которых говорилось на Пленуме ЦК КПСС, требуется серьезная реконструкция материально-технической базы завода. В постановлении Пленума ЦК КПСС «О перестройке и кадровой политике партии» указывается на необходимость исходить из того, что в условиях перестройки от всех тружеников на любом участке работы требуются высокая ответственность за порученное дело, постоянное повышение профессионального мастерства и культуры труда, овладение современной передовой техникой и технологией, инициатива и творчество.

На двенадцатую пятилетку заводчане наметили напряженную программу по дальнейшему ускоренному перевооружению предприятия. Так, намечено заменить морально устаревшие станки и машины в некоторых цехах, полностью обновить станки в ремонтно-строительном и ремонтно-механическом цехах. Все конвейеры по отделке панелей будут оборудованы установками по нанесению новых окрасочных материалов. Во всех формовочных цехах заводчане собственными силами заменят оборудование на новое.

Предстоит большая работа по модернизации оборудования в транспортно-сырьевом цехе. Намечено осуществить полную механизацию всех трудоемких процессов, внедрить ряд эффективных разработок рационализаторов завода.

На январском (1987 г.) Пленуме ЦК КПСС подчеркивалось, что надо повышать спрос с кадров, строже контролировать их работу. Этого требуют перестройка, решение задач, которые поставлены XXVII съездом КПСС.

В заводской партийной организации вошло в практику заслушивание отчетов коммунистов — руководителей всех уровней. Через такой контроль прошли и хозяйственники, и главные специалисты, и мастера, и бригадиры. При этом отчет о выполнении коммунистом служебных обязанностей, уставных требований и партийных поручений партийная организация обязательно заслушивает с утверждением характеристики.

Краснопресненский завод не одну пятилетку занимает прочное место лидера в социалистическом соревновании среди промышленных предприятий комбината. Большая заслуга в успехе коллектива по праву принадлежат опытному руководителю, директору завода И. Уздину. Он постоянно помогает и поддерживает работу заводских новаторов и рационализаторов, сам являясь одним из лучших рационализаторов. Так, им внесены предложения по совершенствованию конструктивных решений домов серии П 49, совместно с творческой бригадой А. Большева осуществлено внедрение автоматической линии по изготовлению гибких связей для трехслойных утепленных панелей, разработаны кантователи, что позволило ликвидировать отколы нижнего зуба у наружных стеновых панелей.

Следует отметить, что на заседании парткома комбината деятельность И. Уздина получила высокую оценку. Отмечалось, в частности, что руководитель завода немало делает для выполнения программы социального развития коллектива завода. Так, в настоящее время здесь функционируют лучшая на комбинате столовая, бассейн, медсанчасть, оснащенная современным оборудованием.

Коллектив завода — коллектив высокой культуры производства. В последнее время здесь еще больше активизировалась массово-воспитательная работа. Стал шире использоваться и повсеместно распространяться опыт новаторов производства. Много усилий прилагают заводчане для повышения качества столярных изделий. В связи с этим проведены мероприятия, направленные на скорейшее улучшение столярных изделий в панелях наружных стен.

Большое значение в деле повышения качества продукции имеет деятельность постов народного контроля. На заводе такие посты осуществляют проверки непосредственно на рабочих местах в цехах. Благодаря проверкам, активности и настойчивости народных контролеров на заводе заметно сократились расходы материалов, улучшилось качество продукции. В числе тех, кто осуществляет народный контроль, — заводчане В. Гусаченко, А. Янсон, А. Жмакин и другие. Так,

в арматурном цехе в составе группы народного контроля 11 человек. По результатам проверок народные дозорные контроля 11 человек. По результатам проверок народные дозорные внесли немало рационализаторских предложений, направленных на внедрение безотходных технологий, на экономию строительных материалов, воды, электроэнергии.

Еще недавно вода для охлаждения станков МТП и МТ, машин АГМС, МТМС после отработки сливалась. Совместно со специалистами группа народного контроля разработала и внедрила процесс обратного водоснабжения. Теперь отфильтрованная вода снова поступает в станки и машины. Годовой экономический эффект от внедрения этого предложения составил более 10 тыс. р.

Для использования отходов арматуры диаметром от 12 до 25 мм по рекомендации народных контролеров в цехе внедрен стыковочный станок. Это позволило дополнительно экономить до 100 т металла в год. В результате успешной работы группы народный контролер бригадир слесарей В. Филькин записал на лицевой счет сэкономленного металла на сумму около 2 тыс. р. Совместно со специалистами он разработал и внедрил станок для гнутья арматурных прутьев. В результате значительно повысилась производительность труда, уменьшились отходы.

В настоящее время по инициативе группы народного контроля сварка сеток осуществляется из проволоки диаметром 3 мм вместо 4 мм. Это позволит дополнительно сэкономить более 400 т металла в год. Благодаря активным действиям групп и постов народного контроля на заводе внедрены эффективные затирочные диски, шпаклевочные машины.

Проводимые на заводе организационно-технические мероприятия позволяют повышать интенсификацию производства, полностью использовать мощности оборудования. Это свидетельствует о многом, и прежде всего о том, что коллектив завода трудится ритмично каждый день, каждую смену, так как срыв на одном участке невозможно покрыть увеличением выработки в последующие дни.

В настоящее время на заводе самые напряженные дни ударной трудовой вахты. по достойной встрече 70-летия Великого Октября. Труженики завода прикладывают максимум усилий для выполнения и перевыполнения плановых заданий и повышенных социалистических обязательств. Лучшие коллективы завода — бригады формовщиков А. Литвинова из цеха № 1 и С. Медведева из цеха № 3.

Так, плановое задание одного квартала бригада А. Литвинова выполнила на 102,7%. Выработка на одного работающего в бригаде увеличилась с 3,47 до 5,58 м<sup>3</sup> железобетона. План по нормативной чистой продукции в формовочном цехе № 1 за указанный срок выполнен на 103%, по товарной продукции на 102,8%, выпущено железобетонных изделий более 35 тыс. м<sup>3</sup>.

Лучшими по профессии являются на заводе формовщики Г. Гамбеев, Е. Истомина, В. Кулагин, слесарь Н. Новиков, электромонтер И. Тишин и другие. Успешному выполнению плановых заданий передовиками производства во многом способствуют личные обязательства, принятые в честь 70-летия Великого Октября. Большинство заводчан обязались выполнить плановые задания года к знаменательной дате в истории нашей страны.

Следует отметить, что итоги соревнования подводятся на заводе каждую неделю, каждый месяц. При их подведении учитываются такие важные показатели, как состояние оборудования и инструмента, качество выпускаемой продукции, число поданных и внедренных рационализаторских предложений.

В 1987 г. у заводчан повышенные плановые задания. Это связано с осуществленной здесь за годы одиннадцатой пятилетки реконструкцией ряда технологических линий, расширением производства железобетонных конструкций и изделий. Однако намечено выполнить еще большой комплекс работ по совершенствованию работы вспомогательных цехов, снижению затрат топлива при тепловой обработке изделий. На успешное выполнение плановых заданий определенное влияние окажет внедренная новая система управления качеством продукции. В настоящее время благодаря этой системе значительно увеличилась доля продукции, сдаваемой с первого предъявления.

Весь комплекс мероприятий, осуществленных на Краснопресненском заводе по повышению действенности социалистического соревнования, убедительно свидетельствует о горячем желании заводчан встретить 70-летие Великого Октября новыми трудовыми достижениями.

УДК 69.059.38

Ю. Д. КУЗНЕЦОВ, канд. техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект)

## Комплекс исследований по проблеме реконструкции зданий и сооружений

Технические решения по обеспечению строительной реконструкции промышленных предприятий имеют свою специфику, связанную прежде всего с необходимостью сохранения эксплуатируемых конструкций и производства строительных работ с учетом сложившейся обстановки на каждом конкретном предприятии.

На технические решения влияет также и стремление к максимально возможному совмещению строительной работы с основной деятельностью предприятия, исключению или максимальному сокращению остановочного периода, общей стесненности строительной площадки и другие факторы.

Работа по совершенствованию технических решений была начата в одиннадцатой пятилетке, когда была поставлена задача на основе анализа и обобщения существующего опыта разработать в сжатые сроки вспомогательные материалы для проектирования и осуществления реконструкции и выполнить исследования, которые заложили бы основу нормативной базы проведения строительной реконструкции. Работы велись Харьковским ПромстройНИИпроект, НИИЖБом, ЦНИИпроектстальконструкцией, ЦНИИпромзданий с привлечением более 30 научно-исследовательских институтов и вузов страны.

Подготовлена классификация дефектов железобетонных конструкций и даны рекомендации по их учету, выбраны, усовершенствованы и предложены способы усиления элементов зданий и сооружений, обеспечивающие надежную работу комплексных конструкций. В ближайшее время Стройиздатом должны быть выпущены соответствующие рекомендации.

Разработаны технические решения, методы расчета и принципы конструирования реконструируемых заглубленных железобетонных сооружений, силовых, отстойников, опор промышленных трубопроводов и др. (материалы имеются в Харьковском ПромстройНИИпроект).

Сформулированы принципы проекти-

рования массивных и облегченных фундаментов под технологическое оборудование, в том числе испытывающих воздействие повышенных и высоких температур (намечены к изданию Стройиздатом в 1987—1988 гг.).

Разработаны способы уменьшения динамических нагрузок, передаваемых на существующие строительные конструкции модернизируемым технологическим оборудованием, а также малогабаритные конструкции виброизоляторов тяжелого низкочастотного оборудования, виброизолирующие устройства для инерционного оборудования, молотковых дробилок (необходимая документация имеется в Харьковском ПромстройНИИпроект).

Систематизированы и усовершенствованы инженерные методы оценки эксплуатационных свойств сохраняемых при реконструкции элементов, способов обеспечения их долговечности с учетом специфических условий проведения общестроительных и антикоррозионных работ (рекомендации будут изданы Стройиздатом в 1987 г.).

Разработаны портативные средства механизации работ для образования электродуговым методом проемов и шпуров под инженерные коммуникации, а также эффективные взрывные способы разработки железобетона и электропневматический способ резки железобетонных конструкций (рекомендации изданы Стройиздатом в 1986 г.).

В результате внедрения работ, предусмотренных отраслевой программой, в проектировании и строительстве достигнут народнохозяйственный экономический эффект в размере 74 млн. р. Сэкономлено 140 тыс. т стали, более 63 тыс. т цемента, более 4 тыс. чел.-лет трудозатрат. Результаты исследований только Харьковского ПромстройНИИпроект внедрены на 37 реконструируемых предприятиях черной металлургии и машиностроения («Криворожсталь», Череповецкий металлургический завод, ПО «Ижорский завод», Новокраматорский машиностроительный завод и др.). При этом, как правило, на каж-

дом объекте использовалось несколько разработок (на отдельных предприятиях 8...12).

В нынешней пятилетке намечено выполнение комплексных исследований и разработок по следующим основным направлениям.

Получение данных для проведения реконструкции промышленных зданий и сооружений, включающих методологические принципы и методы оценки состояния конструкций, оснований и фундаментов эксплуатируемых зданий и сооружений с учетом их действительной работы и фактических воздействий. Работы проводятся Харьковским ПромстройНИИпроект, НИИЖБом, ЦНИИпромзданий, УкрНИИПСК, ЦНИИПСК, НИИОСП, МИСИ, Фундаментпроект, Макеевским инженерно-строительным институтом и др.

На основании этих работ, в сочетании с исследованиями по другим направлениям, перечисленным ниже, намечено подготовить в 1987 г. проект СНиПа «Основные положения по проектированию реконструкции зданий и сооружений», а также разработать дополнительные разделы к существующим нормам проектирования металлических, бетонных и железобетонных конструкций и соответствующие пособия по проектированию (исполнители: Харьковский ПромстройНИИпроект, НИИЖБ, УкрНИИпроектстальконструкция, ЦНИИПСК, ЦНИИСК, ЦНИИпромзданий, НИИСК, НИИОСП и др.).

Намечается развернуть работу по созданию общественной информационно-поисковой системы хранения и обработки результатов натурных обследований строительных конструкций реконструируемых и эксплуатируемых зданий и сооружений с целью облегчения и повышения достоверности оценки их состояния и совершенствования конструктивных решений. Это станет возможным благодаря установлению взаимосвязи между состоянием конструкций по данным натурных обследований и всеми факторами, влияющими на несущую способность и эксплуатационные свой-

ства (среда, условия работы, статическая схема и др.). Работы выполняются Харьковским ПромстройНИИпроектом, УкрНИИПСК, ЦНИИПСК, Фундаментпросктом, Куйбышевским инженерно-строительным институтом и др.

Предполагается разработать конструктивные решения зданий и сооружений реконструируемых предприятий. При этом имеются в виду решения, связанные с изменением объемно-планировочных схем зданий и сооружений, габаритов конструкций, нагрузок, способы примыкания вновь пристраиваемых пролетов, надстроек, крепления к эксплуатируемым конструкциям новых элементов и коммуникаций и т. д.

Намечено также разработать технические решения подземных сооружений, возводимых способом опускного колодца, обеспечивающие возможность погружения их в непосредственной близости от фундаментов существующих зданий и сооружений (использование повышенного гидростатического давления тиксотропного раствора, снижение сил трения за счет нанесения синтетических обмазок, управление процессом погружения с целью исключения навалов колодца на существующие фундаменты и т. п.). Предполагается, кроме того, усовершенствовать конструктивные решения и методы расчета ограждающих конструкций, существующих фундаментов и подземных сооружений с использованием буронабивных свай, противofильтрационных глинистых завес, шпунта и т. д.

Исследования фундаментов технологического оборудования охватывают широкий круг задач реконструкции, связанных с очередностью проведения строительства, изменением прочности и деформационных свойств грунтов от силовых и температурно-влажностных воздействий, особенностями климатических условий эксплуатации, воздействием высоких температур на фундаменты агрегатов большой единичной мощности и т. д.

Большое внимание будет уделяться разработке и совершенствованию прогрессивных способов усиления строительных конструкций. Намечаются исследования и разработки, связанные с изменением статической схемы конструкций и зданий (путем введения жестких узлов и создания жестких блоков в системе здания с передачей на них горизонтальных нагрузок через покрытие). Будут совершенствоваться способы и конструктивные решения местного усиления конструкций и восстановления их эксплуатационных свойств. На основе исследований, выполненных в одиннадцатой пятилетке, планируется разработ-

ка типовых конструктивных решений по усилению фундаментов, элементов каркасов одноэтажных и многоэтажных зданий и некоторых видов инженерных сооружений (сооружения башенного типа, эстакады и пр.).

Перспективными, по нашему мнению, являются разработки индустриальных конструктивных решений промышленных зданий и сооружений для производств, часто подлежащих реконструкции (при значительном несовпадении морального и физического сроков их службы) с целью сокращения материальных и трудовых затрат при последующих реконструкциях. По этому направлению в нынешней пятилетке намечается, наряду с установлением рациональной области применения промышленных зданий со сменными элементами каркаса, разработка технических решений трансформируемых при реконструкции фундаментов под оборудование, разработка технических решений колонн и фундаментов одноэтажных промышленных зданий, предусматривающих простые индустриальные способы увеличения их несущей способности при замене мостовых кранов и пр.

Предусматривается разработка практического метода оптимального проектирования железобетонных и стальных конструкций на заданный срок службы на основе данных о периодичности ре-

конструкций, частоте, характере и объеме ремонтно-восстановительных работ, скорости коррозии материалов, а также кинетике набора прочности бетона неповрежденных (внутренних) слоев конструкций в зависимости от начальных свойств, условий твердения и эксплуатации.

В области повышения качества и долговечности строительных конструкций будут вестись работы по совершенствованию составов, технологии и расширению области применения в условиях строительства и реконструкции кислотоустойких и цементных бетонов, шлакокаменного литья (с приготовлением расплава во вращающихся и мартеновских печах), железобетонных конструкций с поверхностной пропиткой (трубы, тубинги для метрополитенов, плиты для крепления откосов каналов и др.), цемента (с добавкой мергеля с целью экономии клинкера и повышения сульфатостойкости) и др. В исследованиях по утвержденной Госстроем СССР отраслевой программе принимает участие более 70 организаций. Ведущей среди них является Харьковский ПромстройНИИ-проект.

Реализация намечаемых задач к концу текущей пятилетки позволит существенно снизить стоимость строительной реконструкции промышленных зданий и сократить ее продолжительность.

УДК 69.057.12-413.002.237

Б. В. ГУСЕВ, д-р техн. наук, проф., Е. З. АКСЕЛЬРОД, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. М. БУЗИНОВ, канд. техн. наук (ПИ № 2); Ю. И. ДОЛИНСКИЙ, канд. техн. наук (ВНИИЖелезобетон); Н. А. ЩЕЛОКОВ, инж. (КБ по железобетону им. А. А. Якушева)

## Предложения по совершенствованию предприятий крупнопанельного домостроения

Осуществление важнейшей социальной задачи, поставленной XXVII съездом КПСС, — решение жилищной проблемы в стране невозможно без дальнейшего развития крупнопанельного домостроения. Разработанная ЦНИИЭП жилища гибкая система полносборного домостроения (ГСПД) позволяет повысить эффективность производства, создает условия для широкого архитектурного поиска, придания жилым домам современной эстетической выразительности.

Для интенсификации производства Госгражданстрой предложил проектным и научно-исследовательским организациям строительных министерств и ведомств на конкурсной основе разработать технические решения предприятий крупнопанельного домостроения мощностью 140 и 70 тыс. м<sup>2</sup> общей площади в год для комплектного изготовления изделий для домов системы ГСПД.

Группа институтов Госстроя СССР (НИИЖБ, ВНИИЖелезобетон, КБ по

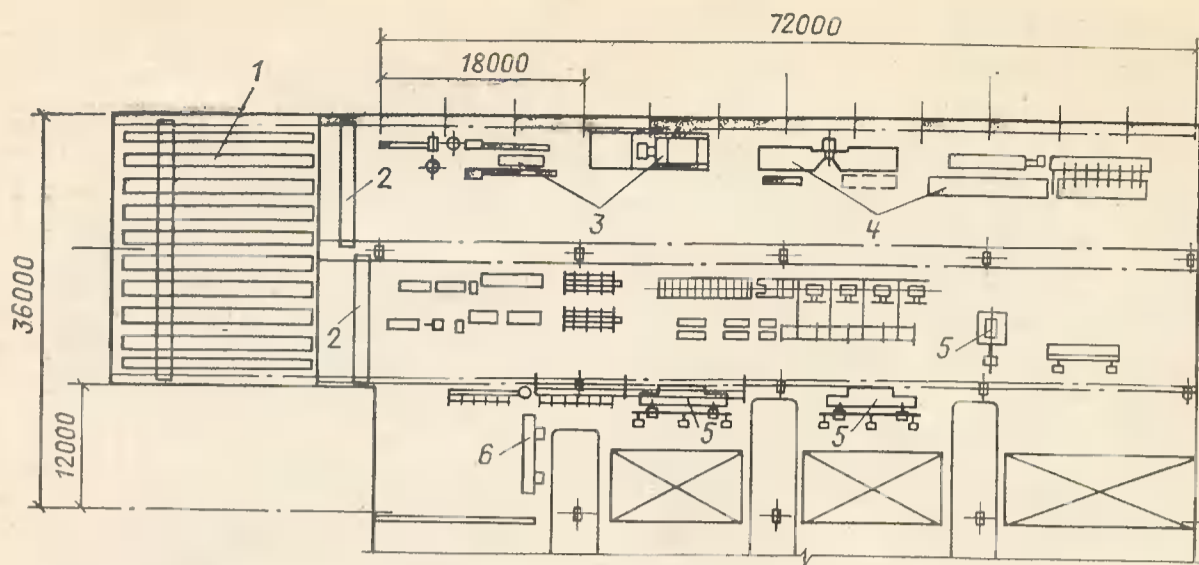


Рис. 1. План арматурного цеха  
1 — автоматизированный склад арматурной стали; 2 — кран-балка подвесная; 3 — оборудование для правки и резки арматурной стали; 4 — оборудование для сварки арматурных элементов; 5 — оборудование для сварки арматурных каркасов; 6 — манипулятор для установки арматурных каркасов

железобетону им. А. А. Якушева и Проектный институт № 2) в основу технических решений положила разработанная и проверенная в строительных министерствах и ведомствах новые технологические приемы и оборудование, а также результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ.

Предложенные решения, одобренные экспертной комиссией и руководством Госстроя СССР, позволяют по сравнению с типовыми проектами Гипростромаша снизить трудозатраты и повысить производительность труда в 1,7...2 раза, увеличить съем с 1 м<sup>2</sup> производственной площади в 1,4...1,6 раза, уменьшить удельные капиталовложения на 15...25% и сократить энергозатраты в 1,5 раза.

Гибкость технологических решений для системы ГСПД обеспечивается применением переналаживаемой формоснастки по предельным габаритам и модулям, выполнением различных архитектурных элементов в панелях наружных стен за счет съемной бортооснастки вариантов отделки фасадных панелей, наличия в пролетах резервных площадей и резервов времени на технологических переделах, обеспечивающих оперативный переход на выпуск деталей расширенной номенклатуры или нового набора для блок-секций без снижения мощности предприятия.

Основу технических решений завода КПД мощностью 140 тыс. м<sup>2</sup> в год составляют новые компоновки технологии и оборудования формовочного и арматурного производства. Схема может быть применена для строительства нового завода, а отдельные пролеты могут быть вписаны в технологию действующих заводов при их реконструкции или техническом перевооружении.

Главный корпус представляет собой блок формовочных цехов из пяти пролетов, каждый размерами в плане 18 × 120 м, и пристроенного автоматизиро-

ванного бетоносмесительного цеха башенного типа. Применение нового оборудования и технологии позволило почти полностью отказаться от мостовых кранов, снизив объем и массу здания. Высота основной бескрановой части корпуса — 6 м. Двухэтажная часть, оснащенная мостовыми кранами, с арматурным цехом на втором этаже имеет высоту 12,6 м, что соответствует высоте корпуса ряда типовых заводов КПД. При высоте корпуса действующих заводов 10,8 м предлагаемая схема вписывается в существующую коробку при незначительной перепланировке технологических линий, установке дополнительных опорных конструкций и облегчении междуэтажного перекрытия. Бетонная смесь от бетоносмесительного цеха к постам формования подается автоматизированно подвесным транспортом. Предусмотрено использование горячих бетонных смесей, обеспечивающих укладку при температуре +60°C.

За последние 10...15 лет оборудование и технологические решения арматурных цехов, практически не претерпевшие принципиальных изменений, остались слабомеханизированными. В рассматриваемых решениях расположенный на 2-м этаже арматурный цех (рис. 1) объединен с отделением комплектации столярными и другими изделиями. С арматурным цехом заблокирован автоматизированный склад металла. Подача и укладка арматурных изделий к постам укладки осуществляется манипуляторами или подвесными конвейерами.

Объем работ по изготовлению изделий в арматурном цехе сокращен в 2 раза, производственные площади уменьшены на 20% по сравнению с типовым проектом, поскольку значительная часть арматурных работ перенесена непосредственно на формовочные конвейеры. Расходный запас арматурных изделий складывается на участке комплектации на 2-м этаже. Цех обслуживают 12 человек вместо 30 по типовому проекту, что обеспе-

чивает сокращение трудозатрат в арматурном производстве в 2,5 раза.

Формовочное производство, отделка и доводка изделий до заводской готовности размещены в пяти пролетах. Все линии обеспечивают гибкую технологию и переход на выпуск различных вариантов блок-секций ГСПД. В качестве теплоносителя в агрегатах тепловой обработки железобетонных изделий рекомендовано масло. Несмотря на широкое применение средств механизации и автоматизации, металлоемкость производства уменьшена на 10...20%.

Трехслойные панели наружных стен на гибких связях предусмотрено изготавливать в первом пролете двухветвевого горизонтального конвейера, включающего 10 постов, с учетом разработок Гипрогражданпромстроя Госстроя УССР (рис. 2). Термообработка — в двухрядной подземной щелевой камере непрерывного действия. Для обеспечения режимов тепловой обработки камеры удлинены и выходят за пределы корпуса — под склад готовой продукции.

Несущие слои изготавливают из подвижных бетонных смесей с суперпластификаторами, утеплитель заливочный (пенополистирол, пенополистиролбетон и т. п.). Имеется возможность механизированной установки плитного утеплителя со 2-го этажа. Фасадная отделка осуществляется в пяти основных вариантах: три — на формовочном конвейере (плитка, декоративный бетон со вскрытой структурой, цветной рельеф), два — на отделочном конвейере (поверхность типа «декор», органические краски).

Качество внутренней поверхности изделий достигается предварительной обработкой их после формования и шлифовкой после твердения. Для сокращения трудозатрат на подготовительных операциях используются манипуляторы для съема и установки проемообразователей, раскладки столярных изделий, автоматы для раскрывания и закрывания бортов, заливки мастики по периметру проемов, чистки и смазки форм. Объемный арма-

турный каркас устанавливается на первом формовочном посту манипулятором со 2-го этажа.

Конвейерную линию обслуживают 10 человек вместо 15 на аналогичной линии Гипростроммаша; на линии отделки, переоснастки и вывозки изделий — 8 чел. вместо 14. Итого высвобождается 11 чел. в смену, что обеспечивает снижение трудозатрат в 1,6 раза. Увеличить производительность линии можно дополнительно при увеличении числа постов и механизации операций.

Выпуск панелей внутренних стен и перегородок организуется во втором пролете на автоматизированной кассетно-конвейерной линии типа СКТБ Стройиндустрия Минсевзапстроя СССР с участком формования роторного типа (рис. 3).

В линии предусмотрено применение предварительно разогретых бетонных смесей. Традиционное армирование сварными арматурными каркасами заменяется непрерывной навивкой проволоочной арматуры на упоры матриц, для чего линия снабжена установкой портального типа. Навивка осуществляется одновременно с двух сторон матрицы для двух изделий.

Для повышения надежности и создания резерва производительности линии предусмотрена роторная компоновка поста

формования с радиальным расположением формовочных установок по периметру поворотного круга. Это дало возможность разместить в пролете 6 формовочных установок вместо 4 по традиционной схеме.

Формовочные установки оборудованы жесткой рамой на упругом основании с централизованным виброприводом, позволяющим осуществлять укладку и уплотнение бетонных смесей с осадкой конуса 2...3 см. В состав установки входит автоматическая машина для чистки и смазки щитов.

Основные операции на линии выполняются в автоматическом режиме (с контролем операторами). Увеличение числа формовочных постов и снижение подвижности бетонной смеси позволяет повысить производительность линии. Вместо 24 человек линию обслуживают всего 10, что позволяет снизить трудозатраты в 2,4 раза.

Изготовление многпустотных плит перекрытий шириной 3,6 м предусмотрено в третьем пролете на состоящей из 9 постов конвейерной линии с учетом разработок КТБ Стройиндустрия Минюгстроя СССР (рис. 4). Тепловая обработка осуществляется в подземных щелевых камерах, расположенных в 2 яруса. Линия

оснащена конвейером для выдерживания и транспортирования готовых изделий на склад.

Для снижения трудозатрат и улучшения качества изделий на линии применены: частичная немедленная распалубка (изготовление с продольными бортами); порталный съемник с автозахватами для бескрапового съема плит и установки их на конвейер вывозки, оснащенный автоматическим стендом для контроля; манипулятор для установки прокладок, автоматические установки для раскрытия и закрывания бортов, обрезки напряженной арматуры, чистки и смазки формоснастки восковой смазкой, исключаяющей шпаклевку потолочных поверхностей; автоматические устройства для навивки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры или автоматы для нагрева и укладки стержневой арматуры; валковое калибровочное устройство верхней поверхности плит.

Укладка и уплотнение бетонной смеси осуществляются в двух вариантах — при помощи бетоноукладчика с распределительным насадком на виброплощадке с управляемыми параметрами, позволяющей в 1,5 раза сократить время уплотнения, и при помощи бетоноукладчика с роторным метателем без виброплощадки.

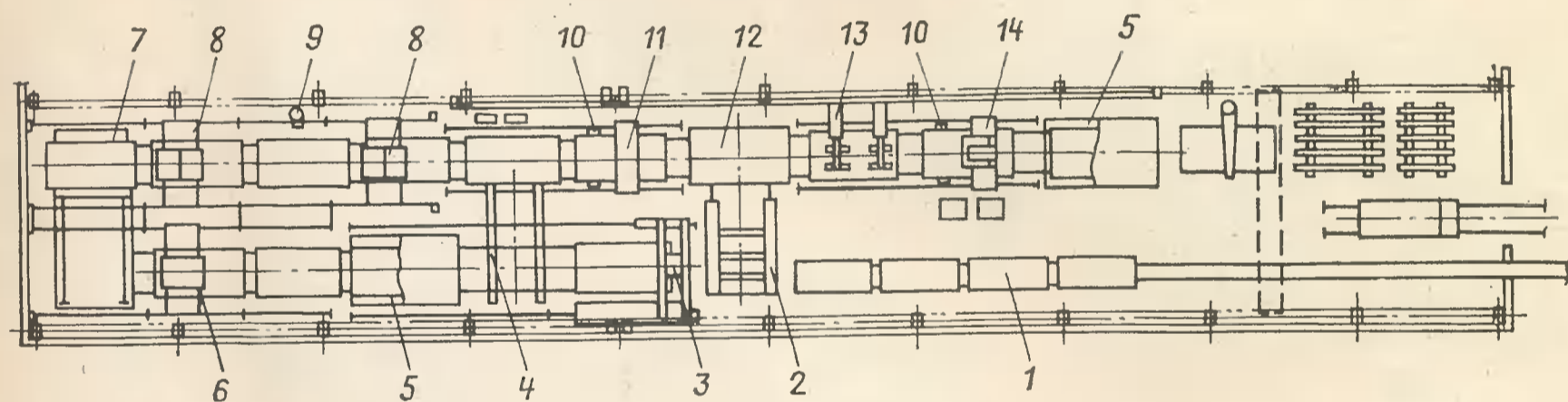


Рис. 2. Конвейерная линия для изготовления панелей наружных стен

1 — конвейер отделки и выдержки; 2 — съемник-перегрузатель; 3 — порталный манипулятор с магазином бортоснастки; 4 — передаточная каретка; 5 — подъемник-снижатель; 6 — укладчик с заглаживающим устройством; 7 — передаточная тележка; 8 — бетоноукладчик нижнего и верхнего слоя; 9 — пеногенератор; 10 — устройство для открывания и закрывания бортов; 11 — машина для чистки и смазки; 12 — кантователь; 13 — выпрессовщик проемообразователей; 14 — машина шлифовальная с манипулятором для установки стальных блоков

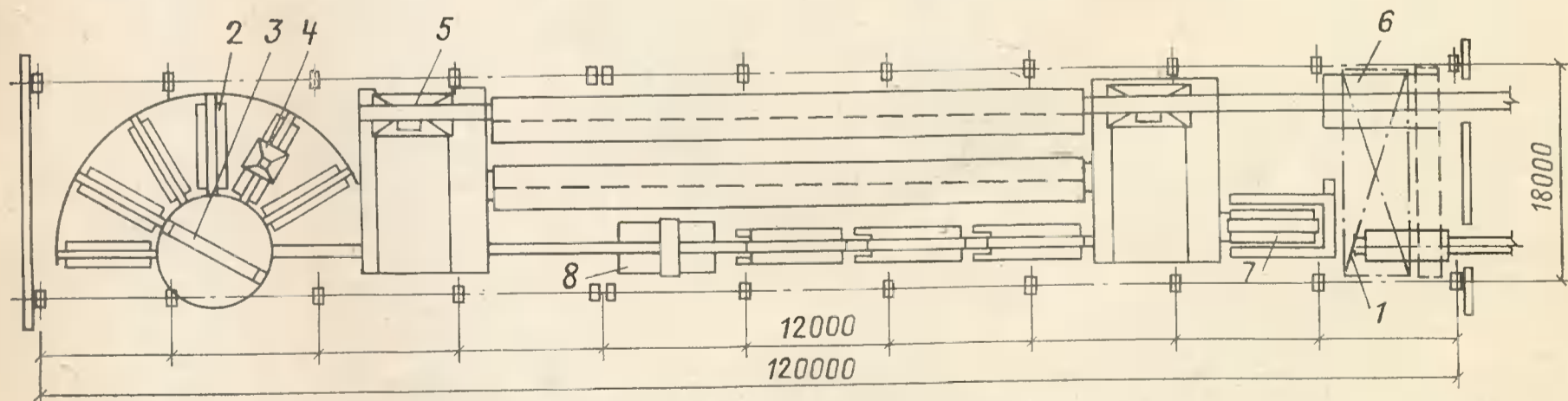


Рис. 3. Кассетно-конвейерная линия вертикального формования панелей внутренних стен и перекрытий

1 — кран подвесной грузоподъемностью 5 т; 2 — установка вертикального формования; 3 — поворотный круг; 4 — бетоноукладчик; 5 — тележка передаточная; 6 — автоматизированный стенд контроля прочности; 7 — пост переоснастки; 8 — установка непрерывного армирования

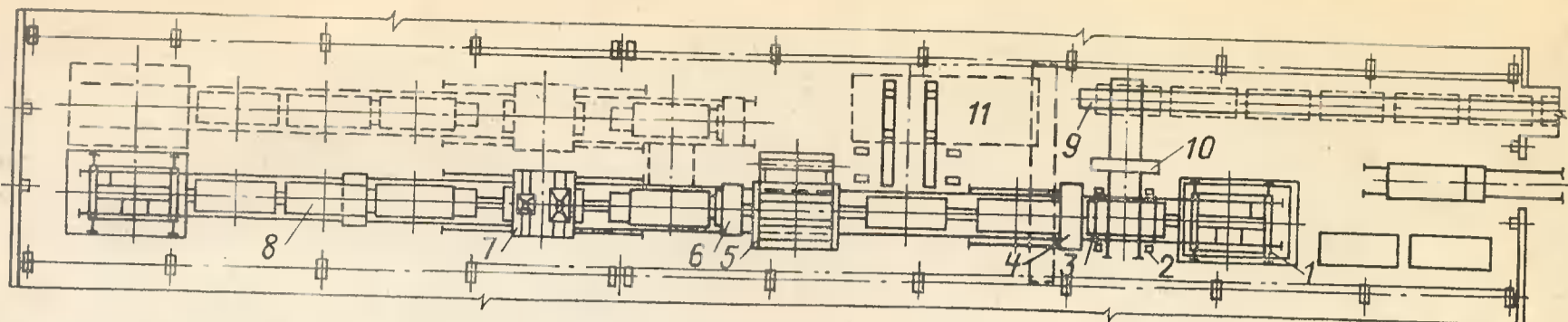


Рис. 4. Конвейерная линия для изготовления пустотных плит перекрытий

1 — подъемник-снижатель; 2 — устройство для открывания и закрывания бортов; 3 — машина для обрезки стержней; 4 — машина для чистки и смазки; 5 — машина для нагрева и укладки стержней; 6 — каретка с пустотообразователями; 7 — бетоноукладчик; 8 — поддон-вагонетка; 9 — конвейер выдержки и вывозки; 10 — съемник-перегрузатель; 11 — переоснастка и ремонт поддонов

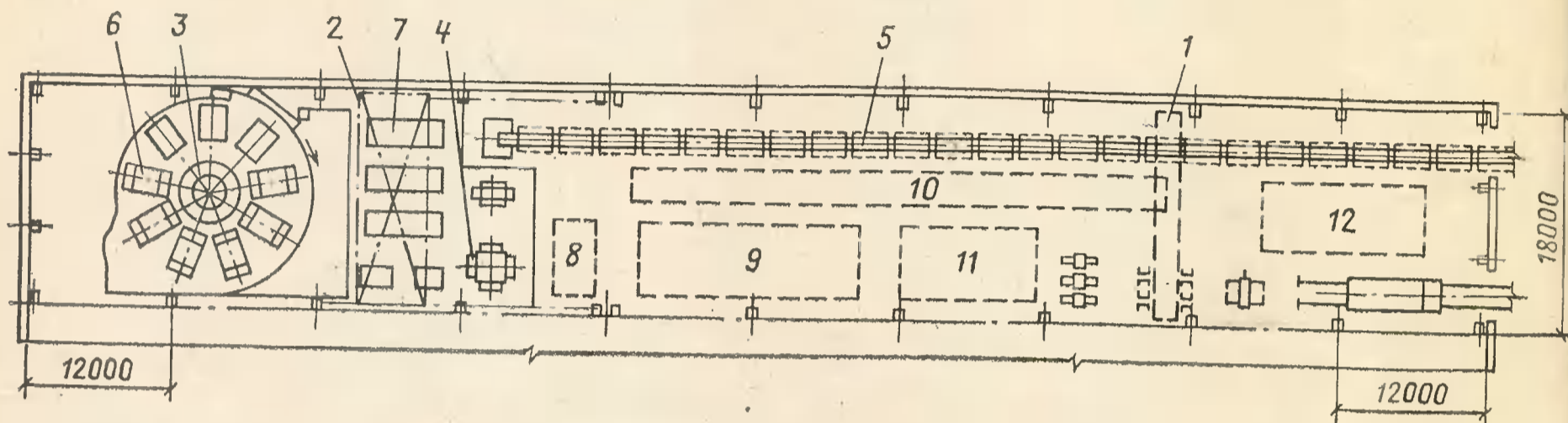


Рис. 5. Технологическая линия производства объемных элементов

1 — кран подвесной грузоподъемностью 5 т; 2 — кран мостовой грузоподъемностью 10 т; 3 — установка роторная; 4 — стендовые спецформы; 5 — линия отделки сантехники; 6 — формы и оснастка; 7 — групповые формы; 8 — днища сантехкабин; 9 — место монтажа и выдержки сантехкабин; 10 — складирование материалов для отделки и комплектации сантехкабин; 11 — место комплектации шахт и лифта; 12 — место выдержки изделий

Линию обслуживают 5 человек вместо 12, что снижает трудозатраты в 2,6 раза. Свободная площадь в пролете создает резерв повышения производительности за счет параллельного размещения второй формовочной нитки.

Санитарно-технические кабины и шахты лифтов изготавливаются в пятом пролете на роторном (карусельном) конвейере, состоящем из 9 постов, с учетом работ КТБ Стройиндустрия Минюстра СССР (рис. 5).

Для формования предусмотрено использование вибропривода многокомпонентных колебаний, обеспечивающего уплотнение смесей с осадкой конуса 2...3 см. Обслуживают роторную линию 4 человека. Сборка и вывозка объемных элементов осуществляется на специальном конвейере.

В этом же пролете в индивидуальных стендовых формах изготавливают вентиляционные блоки и шахты, а доборные изделия: лестничные марши, площадки, балконные плиты, ограждения лоджий — в механизированных установках вертикального формования. Каждая из них выполнена в виде пакета термоштитов, объединенного распорной рамой, установленной на упругих резинометаллических опорах. Установка снабжена виброблоками с вертикальными валами, обеспечивающими колебания пакета в горизонтальной пло-

Наименование показателей, единицы измерения	Типовые проекты	Технические решения завода КЖД мощностью 140...160 тыс. м <sup>2</sup> общей площади в год	
		в абсолютных величинах	в % к типовому проекту
Объем производства, тыс. м <sup>2</sup> /год	140	140—160	100—114
Съем с 1 м <sup>2</sup> производственной площади, м <sup>2</sup> /м <sup>2</sup>	9,0	13,8—14,8	153—164
Трудозатраты, чел.-ч/м <sup>2</sup>	5,5	2,9—2,5	52—45
Производительность труда (выработка на одного рабочего в год), м <sup>2</sup> /чел.	408	707—808	173—198
Удельная металлоемкость, кг/м <sup>2</sup> : общая	22,6	21,0—18,6	93—82
в том числе форм и оснастки	15,2	13,4—11,8	88—78
Удельные капиталовложения на технологическое оборудование, р/м <sup>2</sup>	18,1	17,0—15,0	94—83
Удельные капиталовложения на строительную часть, р/м <sup>2</sup>	14,0	10,0—8,8	71—65
Установленная мощность электрооборудования, кВт	1910	2000	105

кости. Двухсторонний прогрев изделий позволяет сократить цикл термообработки.

Общее число работающих в пролете составляет 28 человек против 33.

Доборные изделия: панели кровли, стенки входа, плиты и ограждения лоджий, электропанели, днища санитарно-технических кабин, элементы камер мусороудаления — изготавливают в четвертом пролете на двухветвевой конвейерной линии, состоящей из 7 постов. Линия оснащена механизмами открывания и закрывания бортов, кантователем, машиной для чистки и смазки форм, виброплощадкой с управляемыми параметрами и шок-столом, универсальным бетоноукладчиком, отделочной машиной.

В пролете предусмотрен дополнительный участок изготовления архитектурных изделий в стендовых формах, имеются производственные площади для увеличения выпуска доборных и архитектурных изделий.

Сравнение технико-экономических показателей проектных решений предприятия КЖД с показателями действующих типовых проектов приведено в таблице.

Приведенные в работе показатели будут учтены в процессе внедрения технических решений в производство.

В целом эти решения обладают гибкостью и универсальностью, что предопределяет возможность их применения в различных условиях реконструкции и технического перевооружения, составляющих основу обновления индустриальной базы домостроения.



З. И. БАРЧ, Н. П. РУНЦО, кандидаты техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект);  
М. Ф. ФИШЕРОВА, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий)

## Некоторые решения реконструкции промзданий с железобетонным каркасом

При реконструкции действующих предприятий изменяются требования, предъявляемые к существующим строительным конструкциям в связи с изменением технологии производства и заменой оборудования. Требования обусловлены необходимостью соответствия объемно-планировочных и конструктивных решений технологическому процессу и оборудованию, размещенному в промышленном здании. Изменение технологии или замена оборудования для многих видов производств приводит к необходимости трансформации конструктивных решений зданий.

Харьковским ПромстройНИИпроект при участии ЦНИИпромзданий обобщен опыт реконструкции несущих конструкций зданий при расширении и техническом перевооружении предприятий ведущих отраслей промышленности. Анализ работ по перестройке и приспособлению существующих зданий к новым технологическим процессам и оборудованию показал, что для ряда задач, вне специфики производства, можно получить принципиально одинаковые конструктивные решения.

С этой целью разработан «Альбом конструктивных решений элементов зданий и сооружений, учитывающих требования к конструкциям при изменении технологии и замене оборудования».

При реконструкции промышленных зданий достаточно часто возникает необходимость в креплении к существующим железобетонным фермам или балкам нового транспортного оборудования — тельферов, кран-балок и подвесных транспортных конвейеров. Крепление осуществляется к закладным деталям верхнего пояса конструкций, а при их отсутствии — с помощью стальных хомутов. Если несущая способность стропильных конструкций недостаточна, подвесное оборудование может крепиться к вспомогательным металлическим балкам, один конец которых подвешивается к фермам, а второй — к консолям существующих колонн (рис. 1). Для уменьшения нагрузок на фермы и балки покрытия железобетонные плиты с тяжелым утеплителем иногда заменяются стальным профилированным настилом с эффективным утеплителем.

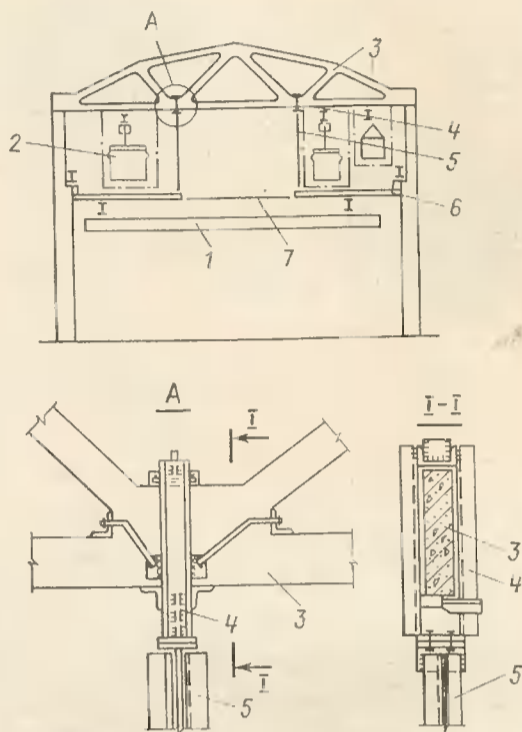
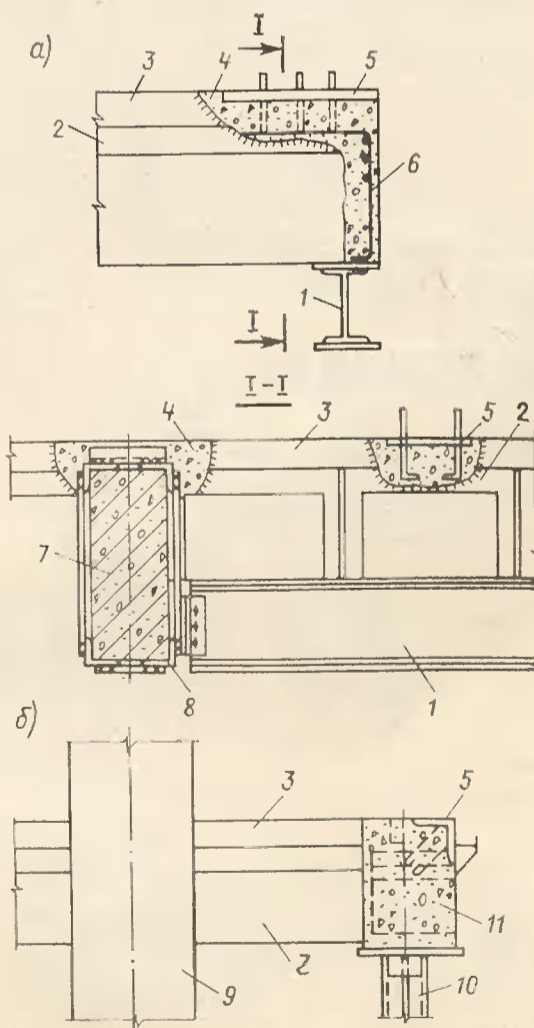


Рис. 1. Крепление подвесного оборудования к стропильным фермам

1 — подвесная кран-балка; 2 — подвесной транспортный конвейер; 3 — железобетонная ферма; 4 — стальной хомут; 5 — подвеска; 6 — вспомогательная балка; 7 — распорка



При замене мостовых кранов подвесным оборудованием возможна установка специальных ферм на существующие подкрановые балки с шагом, необходимым для крепления нового оборудования.

Для реконструкции многоэтажных промышленных зданий характерно устройство новых технологических проемов в существующих железобетонных перекрытиях, которое решается в основном в двух конструктивных вариантах (рис. 2). Если проем не пересекает главную балку, то по его периметру устраиваются обрамляющие балки, как правило, стальные, которые крепят к существующим главным балкам при помощи хомутов.

Над обрамляющей балкой плиты перекрытия разбираются, и к оголенной арматуре приваривается дополнительная арматура, которая затем обетонируется (см. рис. 2). Если проем пересекает главную балку или ригель перекрытия, образуя консоль недостаточной несущей способности, в месте пересечения устанавливается дополнительная колонна, опирающаяся на собственный фундамент или на лежащее ниже перекрытие. Подобным же образом оформляется отверстие, обрамляющая балка при этом может быть выполнена из монолитного железобетона с заводкой арматуры разбираемых плит перекрытия в сечение этой балки.

Наиболее часто встречающаяся задача реконструкции — устройство соединений новых проектируемых конструкций с существующими железобетонными (например, установка новых связей, консолей на колоннах, крепление технологического оборудования и коммуникаций и т. п.) Традиционным решением таких соединений является устройство стальных хомутов. В частности, с их использованием осуществляется установка новых вертикальных связей по железобетонным ко-

Рис. 2. Устройство новых технологических проемов в перекрытии

a — устройство обрамляющей балки; б — устройство дополнительной колонны; 1 — стальная обрамляющая балка; 2 — плита перекрытия; 3 — конструкция пола; 4 — бетон класса В20; 5 — новая закладная деталь; 6 — дополнительная арматура; 7 — главная балка; 8 — стальной хомут; 9 — существующая колонна; 10 — дополнительная колонна; 11 — железобетонная обрамляющая балка

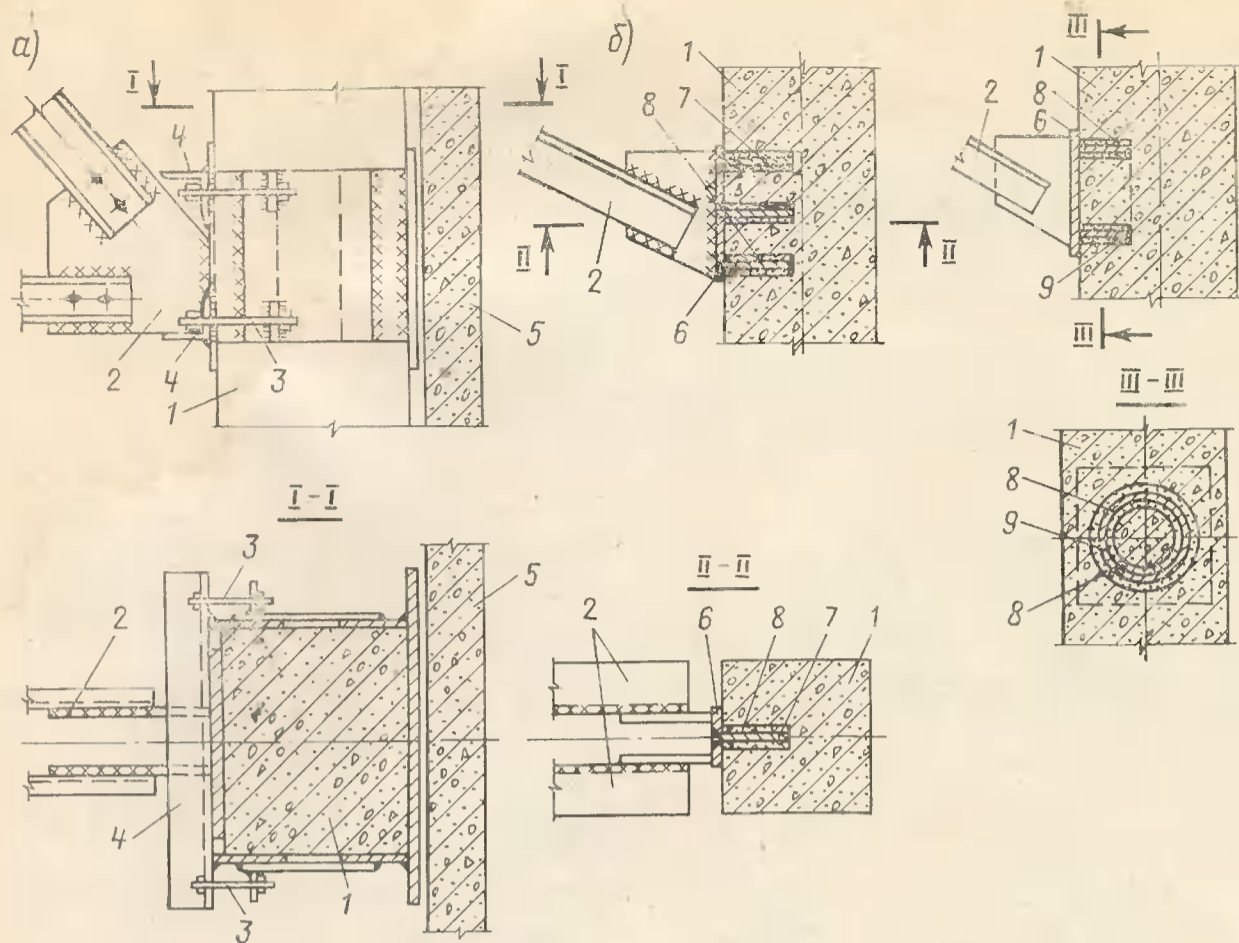


Рис. 3. Крепление связей к железобетонным колоннам

а — с помощью хомутов; б — с помощью клеевых соединений; 1 — колонна; 2 — связи; 3 — стяжной болт; 4 — хомут; 5 — стенная панель; 6 — пластина  $\delta=10$  мм; 7 — арматура  $\varnothing 12$  А-III; 8 — клеевая композиция; 9 — стальная труба

лоннам. Для предотвращения сползания хомутов применяется обжатие ими колонны с помощью стяжных болтов (рис. 3). Однако этот способ имеет ряд существенных недостатков — высокую трудоемкость, большой расход металла, необходимость принимать дополнительные меры для фиксации хомута на железобетонной конструкции.

В качестве альтернативного способа соединения конструкций предлагается использовать два метода клеевого крепления закладной детали к существующей конструкции\*. Первый заключается в за-

\* Рекомендации по закреплению арматуры в бетонных конструкциях / Харьковский ПромстройНИИпроект. — Харьков, 1984.

делке в тело колонны арматурных стержней диаметром 12 мм, устанавливаемых в заранее просверленные отверстия с помощью эпоксидной композиции. К этим стержням затем крепится стальная пластинка. Вторым методом предусматривается образование в конструкции с помощью алмазной коронки кольцевого паза. При этом бетонный керн не извлекается. В паз заливается клеевая композиция и вставляется закладная деталь, в которой в качестве анкерующего элемента используется стальная труба\*\*.

Первый метод предпочтительнее для установки закладных деталей в густоармированных конструкциях, используемых при сравнительно небольших нагрузках. Вторым обеспечивается более высокая несущая способность, особенно для тонких железобетонных конструкций.

«Альбом конструктивных решений элементов зданий и сооружений, учитывающих требования к конструкциям при изменении технологии и замене оборудования» будет полезен в качестве справочного пособия при обсчете возможных вариантов проектирования реконструкции. Окончательное решение выбирается с учетом конкретных условий после технико-экономического анализа вариантов, при котором важнейшим критерием оценки является минимальная продолжительность остановочного периода при реконструкции или его полное исключение.

\*\* А. с. 1155792 СССР, МКИ<sup>8</sup> F 16B35/04. Крепежное устройство / З. И. Барч, Е. А. Рабинович и др. (СССР). // Открытия. Изобретения. — 1985. — № 18.

УДК 624.07.33:624.15:69.059

И. Я. ЛУЧКОВСКИЙ, Э. Ю. МАЛЫЙ, кандидаты техн. наук, А. В. КОЛЕСНИК, Л. Г. МОЛЧАНОВ, инженеры (Харьковский ПромстройНИИпроект)

## Особенности проектирования рамных фундаментов под оборудование в условиях реконструкции

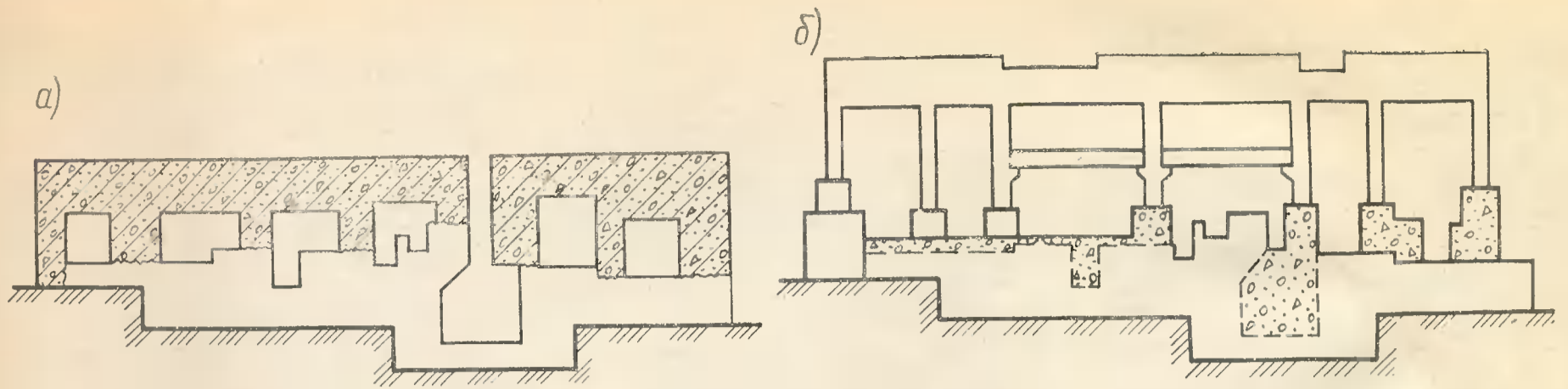
Проводимая в последние годы во всех отраслях промышленности модернизация технологических процессов потребовала решения вопросов реконструкции фундаментов под технологическое оборудование. Важным является использование существующих фундаментов и приспособление их к условиям новой технологии. Практически это решается пристройкой к существующему (чаще всего массивному) фундаменту облегченной плитно-

стойной конструкции, либо разборкой фундамента до определенного уровня и его надстройкой на оставшейся части рамной конструкцией, на которую устанавливается оборудование.

Такое решение, в частности, было принято при модернизации оборудования проволочного стана 250-2 Череповецкого металлургического завода (рис. 1).

В условиях реконструкции возникают комбинированные рамные системы, со-

стоящие из тонкостенных или стержневых и массивных элементов. К массивным относятся элементы, у которых отношение высоты сечения к пролету «в свету» более 0,2. С ростом этого отношения погрешность определения напряженно-деформированного состояния элементов методами строительной механики повышается, возникает необходимость расчета массивных рамных конструкций как плоской задачи теории упругости.



▲ Рис. 1. Пример реконструкции фундаментов  
а — до реконструкции; б — после реконструкции

При использовании результатов расчета возникают значительные затруднения с определением сечений железобетонных элементов рам. Работы ряда исследователей [1...6] посвящены вопросу использования методов строительной механики при расчете массивных рам. Расчет комбинированных систем, содержащих стержневые и массивные элементы, в литературе до сих пор не освещался.

В работе [2] показано, что по внутренним усилиям и перемещениям наиболее близкие результаты к полученным из расчета массивных рам как плоской задачи теории упругости дают величины средние арифметические из расчета рамы как стержневой системы и рамы, имеющей абсолютно жесткие вставки в узлах сопряжения ортогональных элементов. Этот факт говорит о том, что учет податливости узловых элементов при расчете рам методами строительной механики необходим, и решение задачи сводится к правильной оценке податливости.

Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния рам с массивными элементами, проведенные на моделях из оптически чувствительного материала на основе эпоксидной смолы ЭД-20 методом фотоупругости [6], а также исследования на ЭВМ для рам Г- и Т-образной формы показали, что работа массивных элементов «в свету» с достаточной степенью точности описывается гипотезой плоских сечений, а основные деформации происходят в местах пересечения элементов — узлах рам.

Поэтому для расчета приняты исходные предпосылки: деформации массивных стержней на участках между узлами описываются гипотезой плоских сечений, с учетом продольных, изгибных и сдвиговых перемещений; деформации плоскости контакта стержня рамы с узлом эквивалентны соответствующим деформациям жесткого штампа на упругом слое, толщина которого равна половине высоты сечения стержня ортогонального направления; ширина штампа и слоя принята равной ширине поперечного сечения

элементов рамы, а длина штампа — высоте поперечного сечения.

Для определения податливости узлов сопряжения ортогональных стержневых рам на ЭВМ выполнены расчеты перемещений штампа единичной длины и ширины на слое конечной толщины от действия единичных вертикальных, горизонтальных и моментных нагрузок. При этом толщину слоя под штампом варьировали в пределах от 0,25 до 16 длины штампа, а отношение толщин слоя по одну сторону от штампа к толщине слоя под штампом — от 0 до 1. При расчетах был охвачен весь спектр соотношений толщин ортогональных элементов рамных конструкций, встречающихся в практике проектирования.

Для использования при расчете рамных конструкций с массивными элементами стандартных программ в узлах рам условно вводятся стержневые элементы, состоящие из участков конечной и бесконечной жесткости (рис. 2). Геометрические и жесткостные характеристики элементов подбираются таким образом, что их податливость эквивалентна податливости штампа на слое конечной толщины. Использование элемента а дает возможность описать все шесть возможных перемещений штампа, а элемента б — только четырех из них.

Для оценки точности предлагаемой методики выполнены расчеты П-образных рам с различными соотношениями высот

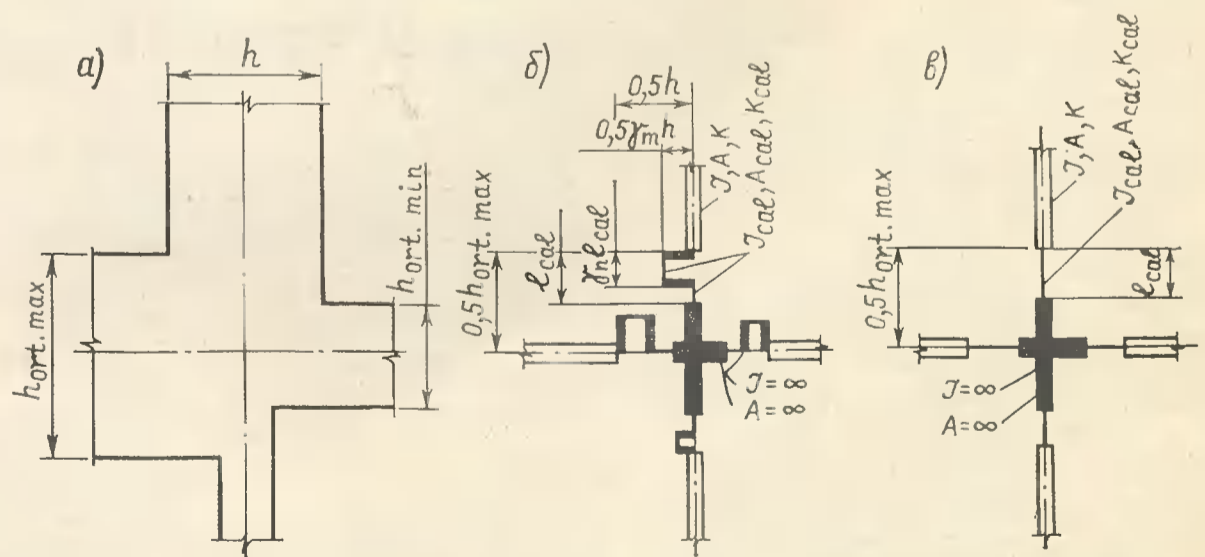


Рис. 2. Расчетные схемы узлов сопряжения ортогональных элементов рамы  
а — узел сопряжения; б — расчетная схема с использованием стержневых элементов типа а; в — расчетная схема с использованием элементов типа б

Таблица 1

Типы рам	Высоты сечений элементов рам, м	
	ригеля	стоек
РП-1	0,20	0,40/0,40
РП-2	0,40	0,20/0,20
РП-3	0,20	0,40/0,20
РП-4	0,40	0,40/0,20
РП-5	0,20	0,20/0,20
РП-6	0,40	0,40/0,40
РП-7	0,80	0,40/0,40
РП-8	0,40	0,40/0,40

Примечания. 1. Длина по осям стоек для рам всех типов — 1,20 м; длина по осям ригеля для рам РП-1 ... РП-6 — 1,60 м, для рам РП-7 и РП-8 — 2,40 м. 2. Ширина элементов всех рам — 0,20 м. 3. Перед чертой — левой стойки; после черты — правой.

Таблица 2

Типы рам	$H_2/H_1$	$H_3/H_1$	$H_4/H_1$	$H_5/H_1$
РП-1	0,8797	1,0431	0,9948	0,9896
РП-2	0,7640	1,1535	0,9833	0,9587
РП-3	0,8611	1,0594	0,9901	0,9861
РП-4	0,7955	1,1205	0,9817	0,9604
РП-5	0,9284	1,0699	0,9882	0,9848
РП-6	0,8593	1,0783	0,9808	0,9656
РП-7	0,5913	1,2962	0,9443	0,9350
РП-8	0,9007	1,1027	0,9965	0,9847

Примечания. Распоры, определенные:  $H_1$  — из решения плоской задачи;  $H_2$  — для стержневой системы с учетом продольных, поперечных и изгибных деформаций стержней;  $H_3$  — с учетом недеформируемости узлов сопряжения элементов (жесткие вставки);  $H_4$  — с учетом податливости узловых элементов с применением элемента а;  $H_5$  — с применением элемента б.

сечений ортогональных элементов. В табл. 1 приведены геометрические параметры рам, а в табл. 2 — отношения распоров,

определенных по различным методикам, к распорам, полученным из решения плоской задачи.

Как показывают результаты расчета, использование традиционных методов [2, 3] для рам с массивными элементами дает значительные расхождения величин распоров с решением теории упругости, погрешность в отдельных случаях достигает 50%. Использование предлагаемой методики дает весьма близкие значения распоров, погрешность не превышает 5...6%.

При этом применение элемента *a* дает незначительное повышение точности расчета по сравнению с применением элемента *б*, что позволяет несколько упростить расчет.

Для экспериментальной проверки достоверности предлагаемого метода и выявления его применимости к расчету железобетонных рам с учетом процесса трещинообразования были изготовлены и испытаны по 2 рамы РП-1 и РП-2 из бетона классов В30...В50 с продольной арматурой класса А-III, поперечной класса Вр-I. Армирование осуществлялось в соответствии со СНиП 2.03.01—84.

Рамы загрузали с помощью гидравлического домкрата. Прогибы определяли с помощью прогибомеров ПАО-6, фибровые деформации бетона и арматуры измеряли рычажными тензодатчиками и тензодатчиками сопротивления. Величина распора определялась по показаниям манометра насосной станции, подключенной к гидравлическому домкрату, обеспечивающему взаимную несмещаемость нижних концов стоек рам в горизонтальном направлении.

На рис. 3 показаны экспериментальные и вычисленные по предлагаемой методике значения распоров с учетом изменения жесткости элементов вследствие образования трещин (в соответствии со СНиП 2.03.01—84).

Сопоставление экспериментальных и теоретических величин распоров показывает, что предлагаемая методика с достаточной для практических расчетов точностью описывает напряженно-деформированное состояние рамных конструкций с элементами различной массивности.

Использование методики позволяет в отдельных случаях снизить расчетные моменты в сечениях элементов на 25...30%.

#### Выводы

Традиционные методики расчета рамных конструкций с массивными элементами при вычислении усилий дают погрешность, равную 30...50%, а при вычислении усилий по предлагаемой методике расчета (методу эквивалентных узловых элементов) погрешность не превышает 5,5%.

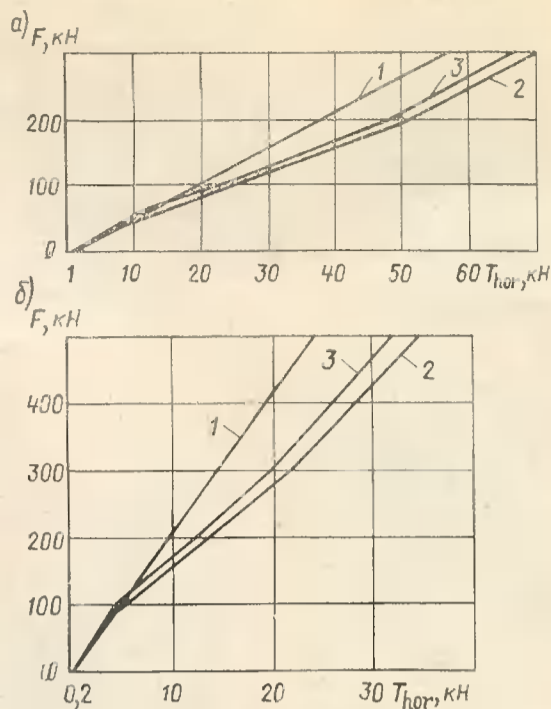


Рис. 3. Изменение величины усилия распора в зависимости от нагрузки

*a* — для рамы РП-1; *б* — для рамы РП-2; 1 и 2 — расчетные значения распора по предлагаемой методике без учета и с учетом трещинообразования; 3 — экспериментальные значения распора

Метод эквивалентных узловых элементов позволяет с достаточной достоверностью оценить напряженно-деформированное состояние рамно-стенчатых конструкций фундаментов на всех стадиях работы железобетона, как с трещинами, так и без трещин.

Предложенная методика с учетом рекомендаций СНиП 2.03.01—84 обеспечи-

вает хорошее соответствие с экспериментами.

Результаты работы внедрены при проектировании фундаментов сортопрокатного стана Оскольского электрометаллургического комбината им. Л. И. Брежнева, реконструируемых фундаментов прокатного стана цеха горячей прокатки полос и листов металлургического завода «Серп и Молот» (Москва) и фундаментов для машин непрерывного литья заготовок Магнитогорского металлургического комбината.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Васильев П. И., Пермякова В. В., Соколов И. Б. Расчет массивных железобетонных рам по стадии предельного равновесия // VII Всесоюз. конф. по бетону и железобетону: Кр. тез. докл. — Л., 1972. — С. 42—44.
2. Длугач М. И. Метод сеток в смешанной плоской задаче теории упругости. — Киев: «Наукова думка», 1964. — 259 с.
3. Корноухов Н. В. Расчет сложных рам по методу перемещений с учетом деформаций сдвига и ширины стержней // Строительная механика. — Киев: Госстройиздат УССР, 1959. — Вып. XII. — С. 45—52.
4. Перцель Ю. К. Расчет массивных железобетонных рам в стадии работы и без трещин: Расчет конструкций подземных сооружений // Тр. ин-та / ХПСНИИП. — Киев: Будивельник, 1976. — С. 34—38.
5. Фрид С. А., Максимов Б. В. Сопоставление результатов экспериментальных исследований с данными расчетов массивных рам. — Ленгидэп, 1959. — Инф. сб. № 21—13. — С. 18—25.
6. Колесник А. В. Особенности расчета фундаментов под технологическое оборудование при реконструкции // Реконструкция промышленных зданий и сооружений. — Л.: ГПИ Ленпромстройпроект, 1964. — С. 64—65.

УДК 69.059:624.15

С. Л. ФОМИН, О. А. ПЕТРОВ, кандидаты техн. наук, И. А. ПЛАХОТНИКОВА, Е. Г. ЛОБАСЕНКО, А. И. ГАПИЧ, инженеры (Харьковский ПромстройНИИпроект)

## Опыт реконструкции фундаментов

### тепловых агрегатов

В Харьковском ПромстройНИИпроект проводится комплекс исследований по разработке прогрессивных конструктивных решений и созданию нормативной системы исходных данных для реконструкции фундаментов под технологическое оборудование и инженерных сооружений, в том числе испытывающих воздействие повышенных и высоких технологических температур.

Результаты исследований внедряются в различные отрасли промышленности, в частности, при разработке технических решений фундаментов и подземного хозяйства доменных печей и воздухонагре-

вателей, прокатных, кислородно-конвертерных, сталеплавильных цехов, отделений шлакопереработки, коксовых батарей и др.

При установлении возможности использования существующих строительных конструкций фундаментов определяются требования по проведению натурных обследований, производству инженерно-геологических изысканий, определению нагрузок и воздействий, а также требования основного производства к проектным решениям при реконструкции.

В соответствии с главой СНиП 2.01.15 «Реконструкция зданий и сооружений»

проекте разделяют три периода работы конструкций и оснований, соответствующих эксплуатационной стадии до начала реконструкции, стадии реконструкции и эксплуатационной стадии после ее проведения. На каждой из этих стадий проверяется возможность нормальной эксплуатации конструкций и оснований и разрабатываются мероприятия для обеспечения надежной их работы в изменившихся условиях.

Подготовка исходных данных и проектирование фундаментов тепловых агрегатов и их оснований имеют свою специфику, связанную с воздействием технологических температур.

При установлении физического состояния конструкций на первой стадии необходимо учитывать влияние нагрева на прочностные и деформативные характеристики материалов, на характеристики тепло- и влагопереноса, изменение в процессе эксплуатации температурно-влажностных условий, оценивать распределение температуры и влажности в элементах фундаментов и их оснований, температурные и влажностные усилия и деформации.

Как показали исследования, длительный нагрев грунта основания существенно изменяет его физико-механические характеристики. Например, компрессионный модуль деформации глинистых грунтов при изменении температуры в диапазоне 20...100°C изменяется в 8...10 раз, относительные деформации усадки достигают величины  $8 \times 10^{-2}$ , существенно изменяются ползучесть, удельное сцепление и угол внутреннего трения, что приводит к перераспределению контактных давлений, концентрации напряжений в элементах фундаментов, перераспределению усилий. Поэтому особые требования необходимо предъявлять к проведению инженерно-геологических изысканий и исследованию грунтов основания при нагреве, расчету дополнительных осадок основания и оценке состояния строительных конструкций фундаментов. Разработанные методики проведения обследования, методики расчета, усиления и принципы конструирования с учетом изменчивости характеристик грунтов основания в зависимости от температуры и влажности внедрены при усилении фундаментов коксовых батарей № 5, № 6 на Авдеевском коксохимическом заводе и батарей № 5, № 6 на Орско-Халиловском металлургическом комбинате. Основные положения этих методик и результаты экспериментальных исследований характеристик грунтов приведены в рекомендациях [1].

При реконструкции фундаментов тепловых агрегатов возникает необходимость в разработке мероприятий по устранению повреждений, связанных с прогаром же-

лезобетонных конструкций (например в фундаментах доменных печей), утечкой больших масс расплавленного металла (в сталеплавильных печах), расшатыванием элементов при циклическом нагреве, повышенной коррозией металла и бетона при переменном увлажнении и высушивании.

Реконструкция производства предполагает увеличение его объема, выпуск новой продукции, перевод предприятий на новую технологию, что связано с интенсификацией воздействий, в том числе температурных, на строительные конструкции. Поэтому фундаменты под оборудование необходимо разрабатывать на основе прогноза этих воздействий в будущем.

Часто при реконструкции производства, связанной с улучшением условий труда, очисткой воздушного бассейна, в непосредственной близости от существующих сооружений возникают температурные источники. Так, например, при газоочистке мартеновских цехов в стесненных условиях застройки возводится комплекс с системой высокотемпературных боровов, размещенных в непосредственной близости от существующих подземных сооружений. В этом случае в конструктивном решении должна быть предусмотрена оценка влияния нагрева на соседние строительные конструкции и мероприятия по тепловой защите. Такой комплекс мероприятий реализован при сооружении газоочисток мартеновских печей Коммунарского металлургического комбината.

На основе исследований харьковского ПромстройНИИпроекта совместно с рядом научно-исследовательских и проектных институтов, разработаны рекомендации по проектированию, методики расчета, конструктивные решения железобетонных фундаментов реконструируемых предприятий [2]. Рекомендации включают требования по определению температурных режимов работы реконструируемых конструкций и их изменению после установки нового оборудования, основные положения по расчету распределения температуры и влажности в сечениях элементов, расчету напряженно-деформированного состояния, выбору конструктивных решений. Дана инженерная методика определения температурных изгибающих моментов для наиболее характерных железобетонных элементов фундаментов и подземных сооружений прокатных цехов (рамных фундаментов, плитных фундаментов под печи, колодцев замедленного охлаждения, холодильников, шлепперов, рольгангов). Методика основана на результатах натуральных измерений температурных режимов этих конструкций, анализа температурных полей, полученных

аналоговыми методами по этим режимам, и выявления максимальных температурных усилий в процессе нестационарного нагрева железобетонных элементов.

Использование существующих железобетонных конструкций приводит к созданию фундаментов, комбинированных из старого и нового бетонов. Специфические особенности работы таких конструкций при нагреве (резкое различие во влажности старой и новой частей, разница коэффициентов линейного расширения, модулей деформации, реологических, теплофизических, влажностных и др. характеристик) приводят к необходимости уточнения методики расчета и разработки принципов конструирования. Проведенные Харьковским ПромстройНИИпроектом исследования комбинированных конструкций из старого (возраст более 14 лет) и нового (10...28 сут) бетонов показали, что скорость распространения тепла в старом бетоне выше, чем в новом, несмотря на большую теплопроводность последнего. Это объясняется демпфирующим влиянием процессов парообразования, перемещения влаги, ее конденсации. Следовательно, в данном случае процесс теплообмена не укладывается в классическую схему двухслойной тепловой системы. В рекомендациях дана методика корректировки температурного поля для слоя нового бетона путем умножения активной части температурной функции для старого бетона на коэффициент, зависящий от толщины слоя нового и времени нагрева.

В экспериментах отмечено, что при нагреве поверхности бетона примерно до 200°C происходит раскрытие трещины по контакту между старым и новым бетоном. Такое раскрытие происходило при одинаковых условиях нагрева у образцов с различным сцеплением между частями бетона. Для создания монолитной конструкции недостаточно тщательной очистки и насечки бетонной поверхности существующей конструкции, необходимо проведение всего комплекса мероприятий. Учитывая это обстоятельство, во многих случаях целесообразно создание условий для отдельных температурно-усадочных деформаций нового и старого слоев железобетона, например с помощью швов скольжения. Такой прием был использован при реконструкции фундаментов коксовой батареи № 5 Днепронетровского коксохимического завода и № 4 Орско-Халиловского металлургического комбината.

Реконструкция тепловых агрегатов большой единичной мощности — доменных печей, их воздухонагревателей, ферросплавных электропечей, коксовых батарей и др. проводится в кратчайшие сроки. При этом времени на детальное обследование фундаментов, оценку их со-

стояния и проектирование оказывается недостаточно, в связи с чем важное значение приобретает методика приближенного прогнозирования состояния с помощью косвенных характеристик. Методика включает в себя сбор по возможности наиболее полной информации об условиях эксплуатации конструкций, их капитальных ремонтах и результатах осмотра в этот период, обследование доступных частей фундаментов, сбор информации о нагреве по данным технологов. На этой основе составляются граничные условия для решения задач теплопроводности, оценивается напряженно-деформированное состояние, что позволяет оценить целесообразность использования существующих конструкций и разработать рациональные технические решения. При разборке теплового агрегата проводится обследование фундамента, при котором уточняются данные по предварительному прогнозу.

Эта методика была применена при проектировании реконструкции фундаментов доменных печей № 4, 5, 6 и 7 Магнитогорского металлургического комбината. Лабораторный анализ показал, что приме-

ненный в 30-е годы бетон для фундаментов доменных печей примерно соответствует бетону состава 2 по СНиП 2.03.04—84 класса 3 по предельно допустимой температуре применения.

По данным службы эксплуатации доменного цеха о максимальной температуре нагрева низа лещади, теплотехническим характеристикам системы лещади—фундамент—грунт и характеру температурного поля в теле фундамента определено положение изотермы 400°C с учетом разгара лещади, которая принята за ориентировочную границу прогоревшего бетона.

Иногда возникает необходимость переконфигурации конструктивных элементов в связи с модернизацией теплового агрегата, например установкой дополнительных колонн, поддерживающих шахту доменной печи. В этом случае может быть использовано конструктивное решение, разработанное совместно с Донецким ПромстройНИИпроектом и Гипросталью, включающее разборку старой жароупорной части и создание новой на всю ширину фундамента, воспринимающей и силовую нагрузку от колонн. Это предложение внед-

рено при реконструкции фундамента доменной печи № 2 Новотульского металлургического завода.

Одним из существенных моментов при реконструкции фундаментов под тепловые агрегаты является также надежная конструкция соединения теплового агрегата с фундаментом. В результате исследований и на основе анализа аварийного состояния ряда фундаментов под тепловые агрегаты институтом разработаны предложения по рациональным конструкциям опор-распределителей\*, внедренных в проекты реконструкции фундаментов электропечи Зестафонского и Ермаковского заводов ферросплавов.

\* А. с. 1203339 СССР. 4 F 27 В 3/12. Колонная опора-распределитель / С. Л. Фомина, О. А. Петров, А. И. Ганич и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1986. — № 1. — С. 174.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по проектированию подпорных стен, подвергающихся воздействию высоких температур / Харьковский ПромстройНИИпроект. — 1986. — С. 98.
2. Рекомендации по проектированию фундаментов под технологическое оборудование возводимых в условиях реконструкции, на основе анализа и обобщения существующего опыта / Харьковский ПромстройНИИпроект. — 1984. — 54 с.

УДК 624.012:69.059.3

Е. А. РАБИНОВИЧ, канд. техн. наук, И. М. ПОДЛЕГАЕВ, А. В. ЦАРИН, инженеры  
Я. И. ТАБАЧИШИН, канд. техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект);  
Л. И. ВИШНЯКОВ, инж. (НИИЖБ)

## Усиление колонн реконструируемых зданий железобетонными обоймами

Одним из наиболее распространенных способов повышения или восстановления несущей способности железобетонных конструкций является их усиление железобетонными обоймами. Несмотря на широкое использование этот способ имеет ряд существенных недостатков, особенно в условиях реконструкции. В первую очередь к недостаткам следует отнести существующие требования о максимально возможной разгрузке элементов, подлежащих усилению, на период устройства обойм, что зачастую связано с остановкой основного производства. Вторым существенным недостатком является сложность устройства обойм, которые бетонируют ярусами по 60...80 см с обязательным внутренним вибрированием. Недостатком является также необходимость специальной подготовки поверхности усиливаемого элемента путем насечки либо другим способом для обеспечения совместной его работы с бетоном усиления.

Совершенствование способа усиления

должно вестись по возможности без разгрузки конструкций и связанного с ней сокращения процесса остановки производства одновременно с упрощением технологии и уменьшением продолжительности выполнения работ.

В Харьковском ПромстройНИИпроекте исследованы фрагменты колонн, усиленных обоймами. При этом ставились задачи определить влияние предварительного нагружения элементов, подлежащих усилению железобетонными обоймами, на их несущую способность после усиления. Исследовалось влияние подготовки поверхности (насечки и т. п.) на несущую способность усиленных элементов. Выявлялось влияние на несущую способность усиленных фрагментов различных конструктивных и технологических факторов: толщины обоймы (5,0...7,5 см), высоты яруса бетонирования (1,5...1,7 м), литых суперпластифицированных бетонных смесей, применения наружного вибрирования опалубки без проработки смеси глубинными вибраторами и т. п.

В НИИЖБ определяли влияние на несущую способность усиленных элементов способов примыкания к опорным поверхностям торцов обоймы усиления.

В Харьковском ПромстройНИИпроекте для испытаний в качестве усиливаемых элементов были приняты колонны прямоугольного сечения 200×200 мм длиной 3,2 м с двумя симметричными консолями в торцах. Они были изготовлены из бетона прочностью 20...25 МПа, армированы четырьмя продольными стержнями из арматуры А-II диаметром 16 мм и хомутами с шагом 250 мм из арматуры А-I диаметром 8 мм.

Усиление фрагментов колонн осуществлялось обоймами из литых смесей с осадкой конуса 18...20 см с пластификатором ХДСК-1. Обоймы армировали продольными стержнями диаметром 16 мм и хомутами диаметром 8 мм с шагом 250 мм из арматуры А-II.

В процессе бетонирования обойм в вертикальном положении опалубку ставили на всю высоту фрагментов, подачу

бетонных смесей производили через окна в опалубке.

Эталонные и усиливаемые колонны загружали с помощью гидравлических домкратов, а заданная до усиления нагрузка поддерживалась постоянной с помощью специальных установок с тарельчатыми пружинами. При этом величина предварительной нагрузки постоянно контролировалась.

Испытания проводили при эксцентричном приложении нагрузки (см. рисунок). Теоретическое значение несущей способности усиленных фрагментов колонн определяли по СНиП 2.03.01—84. За основу принимали фактическую прочность арматуры и бетона усиливаемых фрагментов и усиливающих обойм, установленную при испытании на стандартных образцах. Полученные результаты сопоставляли с экспериментальными данными, что позволяло анализировать влияние различных факторов, в том числе и усилия предварительного нагружения на совместную работу усиливаемых фрагментов и обойм и общую несущую способность элементов.

Для испытаний в НИИЖБ применяли фрагменты колонн с поперечным сечением  $15 \times 15$  см, усиленные обоймой с толщиной сечения 3,5 см. Колонна и обойма в основном сечении армировались четырьмя продольными стержнями из арматуры класса А-III диаметром 6 мм и поперечными хомутами из арматуры класса А-I также диаметром 6 мм с шагом 3 см. Величина зазора между опорной поверхностью и обоймой колебалась в пределах от 0 до 18 мм.

Результаты исследования несущей способности усиленных фрагментов колонн представлены в таблице. Фрагменты серии I — контрольные, серии II — усиленные обоймами толщиной 7,5 см. В этой серии образцы 2.1...2.4 — без предварительного нагружения усиливаемых фрагментов; образцы 3.3 и 3.5 — с предварительным нагружением усиливаемых фрагментов. Фрагменты серии III — усиленные обоймами толщиной 5 см. Габариты сечений всех фрагментов колонн —  $20 \times 20$  см.

Результаты исследования образцов серии II показывают, что фактическая несущая способность усиленных обоймами фрагментов колонн по сравнению с теоретической колеблется для образцов 2.1 и 2.2 в пределах 1,17...1,29; для образцов 2.3 и 2.4 — 1,23...1,08 и для образцов 3.3 и 3.5 — 1,39...1,15. Это говорит об отсутствии влияния предварительной нагрузки и подготовки поверхности путем насечки усиливаемых элементов на общую несущую способность, а также о совместной работе усиленных фундаментов и обойм.

Данные также позволяют сделать вы-

№ серии	№ образца	Кубиковая прочность при сжатии, МПа**	Фактический возраст бетона при испытании, сут**	Усилие предварительной нагрузки усиливаемой колонны, т	Отношение усилия предварительного нагружения к прочности усиливаемых колонн	Высота сжатой зоны бетона X, см	Фактическая разрушающая нагрузка, кН	Теоретическая разрушающая нагрузка, кН	Отношение фактической нагрузки к теоретической
I	1.2	19,8/—	292/—	—	—	12,81	473	440	1,07
	1.4	25,5/—	277/—	—	—	12,77	581	576	1,01
II	2.1	19,8/23,0	366/103	—	—	23,79	2060	1750	1,17
	2.2	19,8/20,8	356/60	—	—	23,78	2160	1670	1,29
	2.3*	19,8/21,0	282/72	—	—	23,49	2060	1670	1,23
	2.4*	19,8/22,0	368/76	—	—	23,80	1860	1710	1,08
	3.3	19,2/11,6	293/35	27,4	0,57	24,07	1960	1460	1,39
III	3.5	19,2/18,5	295/37	25,9	0,54	23,99	1800	1560	1,15
	1.1	23,5/21,7	375/61	—	—	19,27	1620	1340	1,21
	1.2	23,5/22,3	362/30	—	—	18,65	1570	1325	1,18
	4.1*	25,5/19,0	373/40	—	—	18,65	1670	1280	1,30
	4.2*	25,5/21,4	357/51	—	—	18,56	1120	1330	0,84
	4.3	25,5/22,5	356/32	25,6	0,43	18,54	1570	1330	1,18
	4.4	25,5/20,3	332/28	28,3	0,49	18,44	1160	1260	0,92

вод о возможности бетонирования обойм литыми смесями с пластификаторами. Высота яруса бетонирования — 1,5...1,7 м при толщине обоймы не менее 7,5 см, используется только наружная вибрация.

Результаты исследований образцов серии III показывают, что при толщине обоймы усиления 5 см фактическая прочность усиленных фрагментов колонн снижается по сравнению с теоретической (для образцов 1.1 и 1.2 она составляет 1,18 и 1,3, для образцов 4.1 и 4.2 — 1,3...0,84, для образцов 4.3 и 4.4 — 1,18...0,92). Снижение несущей способности является следствием зависания укладываемого бетона на хомутах при принятой технологии изготовления, о чем свидетельствовали значительные раковины на поверхности после распалубки.

Анализ испытаний, связанных с исследованием особенностей примыкания к опорным поверхностям торцов обоймы, показывает, что наиболее слабым звеном является сечение по зазору. Однако несущая способность в этом случае превышает несущую способность ядра без обоймы, что объясняется эффектом обой-

мы. Существовавшая ранее оценка несущей способности колонн, усиленных обоймами и не имеющих упоров в опорные поверхности, путем введения коэффициентов условий работы 0,7 или 0,35 не отражает с достаточной полнотой их работу. Обойма довольно быстро включается в работу, сечение усиленных колонн, отстоящих от опорных поверхностей на расстоянии  $2h$  (сечение колонны) может рассматриваться как сплошное и рассчитываться без учета влияния зазора.

#### Выводы

Предварительная нагрузка на усиливаемый железобетонный элемент, не превышающая 60% разрушающей, не оказывает существенного влияния на общую несущую способность колонн, усиленных обоймами.

Отсутствие насечки боковых поверхностей элементов не снижает их общую несущую способность и не оказывает существенного влияния на совместную работу усиливаемого элемента и обоймы.

При усилении элементов литыми смесями с пластификаторами (осадкой конуса 18...20 см) толщина обойм должна быть не менее 7,5 см, а высота яруса бетонирования не более 1,5...1,7 м. При этом можно применять только наружную вибрацию опалубки для уплотнения бетонной смеси.

Указанные конструктивные и технологические параметры обеспечивают после усиления несущую способность колонн, аналогичную несущей способности элементов сплошного сечения.

Отсутствие достаточно плотного примыкания торцов обоймы усиления не оказывает существенного влияния на снижение общей несущей способности, и при удалении сечений от торцов на высоту  $2h$  может рассматриваться как монолитное.

Особенности работы колонны на участке от торцов до рассматриваемых сечений требуют дополнительных исследований.

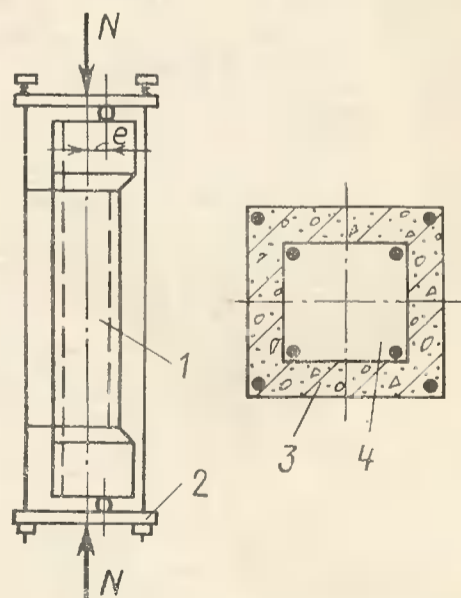


Схема испытания усиленных фрагментов колонн 1 — испытываемый фрагмент колонны; 2 — установка для предварительного нагружения; 3 — усиливаемый фрагмент колонны; 4 — обойма

А. Ф. МИЛОВАНОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); Л. И. АРГУНОВА, И. Н. ЗАСЛАВСКИЙ, Г. К. МАРКИНА, Л. Б. ФРИДГАН, кандидаты техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект)

## Изменение свойств бетона при переменных воздействиях температуры и увлажнения

Многочисленные натурные обследования НИИЖБа, ЦНИИпромзданий, Харьковского ПромстройНИИпроекта и др. организаций показали, что при переменных температурно-влажностных воздействиях традиционные виды вторичной защиты бетона недолговечны, а их возобновление в условиях действующего производства часто затруднительно. Поэтому во многих случаях конструкции промышленных объектов эксплуатируются «на износ» и преждевременно выходят из строя. Но при реконструкции предприятий, изменении технологии, нагрузок и других воздействий многие конструкции требуют замены, усиления, другого вида защиты и т. д.

Проектировать железобетонные конструкции следует на заданный срок эксплуатации [1, 2], при котором допускалось бы развитие внутри деструктивных процессов при условии, что до конца эксплуатации конструкция удовлетворяла бы требованиям СНиП. В этом случае можно варьировать параметры самой конструкции, в том числе первичной защиты, видов и параметров вторичной защиты с целью оптимизации по заданным критериям качества, например по приведенной стоимости с учетом эксплуатационных расходов.

Для практического использования указанного метода необходимо знать кинетику изменения свойств под влиянием деструктивных процессов во времени и по глубине в зависимости от параметров эксплуатационных воздействий и начальных характеристик бетона.

Ниже приводятся результаты исследований бетона при переменных (циклических) воздействиях нагрева до 180°C и увлажнении. Подобные воздействия широко распространены на объектах черной металлургии.

Исследования проводили в натуральных и лабораторных условиях. На действующих предприятиях оценивали режимы нагрева и увлажнения и состояние конструкций, определяли глубину проникновения влаги и прочность поверхностных слоев бетона, отбирали образцы для физико-химических исследований. Установлено, что, где железобетонные элементы испытывают только нагрев или только увлажнение, срок службы конструкций до капиталь-

ного ремонта снижается в 2...15 раз. Скорость разрушения зависит, главным образом, от максимальной температуры и длительности нагрева, циклов увлажнения, водонепроницаемости бетона.

На основе натуральных обследований выбирали параметры температурно-влажностных воздействий при испытаниях в лабораторных условиях.

Прежде всего исследовали кинетику изменения влагосодержания при одномерном влаготтоке и нагреве до 90, 120, 180°C. Испытали образцы размером 70×70×70 мм, 70×70×35 мм и 70×70×300 мм со свободными от гидроизоляции одной или двумя торцевыми гранями 70×70 мм. Цикл «нагрев—увлажнение» варьировался от 1 сут. (при высушивании в течение 7 ч, что имитирует условия гидросмыва пыли на ряде горячих участков металлургических предприятий) до периода, обеспечивающего стабилизацию массы при увлажнении и при высушивании. Использовалась не агрессивная по отношению к бетону на обычном портландцементе вода.

При суточном цикле «нагрев—увлажнение» уменьшение вдвое амплитуды влажности в образцах из бетона W6 наблюдалось на глубине 20...25 мм, а на глубине 40...50 мм колебания влажности не ощущались. В бетоне с W2 аналогичная картина наблюдалась соответственно на глубинах 80 и 110 мм от увлажняемой поверхности. При увлажнении и высушивании до относительной стабилизации массы уменьшение амплитуды изменения влажности в 2 раза наблюдалось для бетона W6 на глубине 50 мм, а для бетона с W2 этот показатель уменьшался незначительно.

Но во всех случаях при 90...120°C интенсивность сушки меньше интенсивности увлажнения, а при 180°C больше. Аналогичные данные получены в натуральных условиях (агломерационные фабрики, коксовые цехи, коксохимическое производство, холодильники прокатных и трубопрокатных цехов и т. д.).

Изменения прочностных, деформативных свойств бетона изучали при замачивании и высушивании. В опытах варьировали водонепроницаемость бетона (W2...W8), прочность на сжатие (B15...B55), вид крупного заполнителя (гранит—

эталон и материалы, характеризующиеся сравнительно низким коэффициентом температурного расширения и модулем упругости: керамзит, базальт, литой доменный шлак, габбро), минералогический состав цемента. В нескольких сериях образцов использовали добавку бентонитовой глины для придания бетону демпфирующих свойств. Бетон с водонепроницаемостью W8 содержал комплексную добавку (ССБ—0,15 и СНВ—0,02% массы цемента). Длительность испытаний соответствовала продолжительности водонасыщения и высушивания призм до постоянной массы.

Общее число циклов испытаний образцов каждой серии — 200. В начале после каждого цикла, а затем через каждые 10 циклов образцы взвешивали во влажном и сухом состоянии. Перед началом испытаний и с интервалом 50 циклов увлажнения и высушивания определяли кубиковую и призмную прочность бетона, прочность при растяжении (раскалыванием кубов в положении на ребро), модуль упругости (на основе ультразвуковых и прессовых испытаний), причем помимо скорости ультразвуковых волн фиксировали также характер их затухания [3].

Изучение ползучести бетона проводили с помощью специальных установок, позволяющих автоматически поддерживать усилие сжатия на постоянном уровне и регулировать температуру нагрева. Призмы устанавливали в стаканы, заполняемые водой. Деформации измеряли с помощью индикаторов, вынесенных за пределы стаканов. Возраст бетона к началу испытаний составлял 4...5 мес, температура нагрева 90°C.

Режим поэтапных испытаний: постоянная сжимающая нагрузка  $\sigma_b = 0,3R_{b,tem}$  (1 этап); нагрузка плюс стационарный нагрев (2 этап); нагрузка плюс циклический нагрев в интервале 90...20...90°C (3 этап); нагрузка плюс циклическое увлажнение—высушивание (4 этап). Продолжительность увлажнения и высушивания в каждом цикле для бетонов соответствующей водонепроницаемости выбиралась из условия обеспечения максимальной глубины замачивания, причем длительность замачивания — 120 ч, высушивания — 150 ч. Продолжительность каждого этапа испытаний определялась временем относитель-



ной стабилизации экстремальных значений деформаций.

Всего было испытано более 2 тыс. образцов, анализ результатов позволяет отметить следующее. Характеристики бетона, наиболее чувствительные к циклическим температурно-влажностным воздействиям, — это модуль упругости бетона, мера ползучести, прочность при растяжении. Призмная и особенно кубиковая прочность оказались менее чувствительными (см. табл.).

В образцах с повышением класса бетона по прочности на сжатие и водонепроницаемости наблюдается меньшее снижение прочности бетона при сжатии и растяжении после 200 циклов увлажнений и высушиваний при 90 и 120°C. Однако прочность на растяжение при этом уменьшалась в большей степени, чем на сжатие.

Относительная стабилизация свойств после монотонного спада отмечалась у бетонов на гранитном щебне при 90...120°C:

$$\frac{E_{bt}}{E_b} ; \frac{R_{bt}}{R_b} ; \frac{R_{end,t}}{R_{end}} = 0,2 \dots 0,4.$$

Соответственно

$$\frac{R_{br,t}}{R_{br}} = 0,4 \dots 0,6$$

$$\frac{R_{b,tem}}{R_b} = 0,5 \dots 0,8,$$

где  $E_b, R_{bt}, R_{end}, R_{br}, R_b$  — начальные средние значения модуля упругости бетона, прочности бетона при растяжении, предела выносливости, призмной и кубиковой прочности;  $E_{bt}, R_{bt}, R_{end,t}, R_{br,t}, R_{b,tem}$  — то же, после многократного увлажнения и высушивания.

Для указанных относительных характеристик коэффициенты аффинноподобия кривых кинетики могут быть представлены в виде

$$\frac{R_{bt}}{R_b} : \frac{R_{br,t}}{R_{br}} : \left( \frac{E_{bt}}{E_b}, \frac{R_{bt,t}}{R_{bt}} \right) \cong 1 : 0,75 : 0,5.$$

Мера ползучести при одинаковой величине сжимающих напряжений увеличивалась за счет попеременного увлажнения и высушивания более чем в 5 раз по сравнению с нормальным температурно-влажностным режимом. Все исследуемые бетоны при температуре высушивания 90°C проявили устойчивую тенденцию к стабилизации деформаций.

Последовательное ужесточение режима вызывает у всех бетонов увеличение деформаций.

Удельные деформации ползучести бетонов на гранитном щебне при циклическом воздействии температуры 90°C увеличились в 1,4...1,6 раза, а при циклическом воздействии влажности и темпера-

Вид крупного заполнителя	Класс бетона по прочности на сжатие	Снижение прочности бетона, %, при высушивании, °C					
		90			120		
		после циклов увлажнения					
		50	100	200	50	100	200
Гранит	В15	<i>На сжатие</i>					
		16—17	18—25	16—28	15—21	25—36	30—44
		12—14	12—17	12—18	20—24	22—27	25—31
		9—15	11—15	13—16	21—24	21—23	18—25
		1—4	3—5	3—8	6—10	8—16	10—15
Шлаковое литье и керамзит	В15	—	—	—	1—3	5—9	4—8
		—	—	—	—	—	—
		—	2—3	2—6	—	—	4—11
Гранит	В15	<i>На растяжение</i>					
		11—18	22—33	21—36	23—26	50—78	66—81
		8—15	13—20	18—30	21—27	21—30	24—32
		9—19	11—18	18—21	13—25	16—21	20—29
		—	—	—	—	—	—

туры 90°C — в 2,3...2,5 раза по сравнению с постоянным нагревом до 90°C.

Для бетонов на шлаковом щебне и керамзите эти увеличения соответственно возросли 1,6...1,7 и в 2,2...2,4 раза.

На первом этапе испытаний деформации бетонов на шлаковом и керамзитовом щебне превышали деформации бетонов на гранитном щебне более чем в 2 раза.

Испытания показали, что разброс экспериментальных значений модуля упругости, определенных ультразвуковым методом на одних образцах в высушенном состоянии с увеличением числа циклов увлажнения и высушивания имеет тенденцию к увеличению. По-видимому, аналогичная картина должна наблюдаться и при оценке изменения других характеристик.

Поэтому коэффициенты условий работы, учитывающие особенности эксплуатационных воздействий, необходимо выбирать на основе соответствующих соотношений, принимаемых с заданной обеспеченностью. Например, для нормальных распределений прочности бетона на сжатие при обеспеченности 0,95

$$\gamma_{bt} = \frac{R_{b,tem}}{R_b} \cdot \frac{1 - 1,64 \gamma_{R_{b,tem}}}{1 - 1,64 \gamma_{R_b}}$$

где  $R_b$  и  $R_{b,tem}$  — средние значения прочности до и после испытаний в условиях попеременного увлажнения и высушивания;  $\gamma_{R_b}$  и  $\gamma_{R_{b,tem}}$  — соответствующие коэффициенты вариации.

Изменения  $pH$  поровой жидкости по глубине происходило непрерывно. Для бетона марки по водонепроницаемости W4 при высушивании 90°C после 200 циклов испытаний средняя величина  $pH$  равнялась: в наружном слое толщиной 10 мм — 9,9 (исходное  $pH$  12,5); на глубине 10...20 мм — 10,8; на глубине 20...30 мм — 11,4 ( $pH$  использованной в экспериментах воды равно 8).

Таким образом, в период испытаний бетон с водонепроницаемостью W4 потерял свои защитные свойства по отношению к арматуре. В натуральных условиях у бе-

тонов аналогичной марки по водонепроницаемости и соответствующих условий эксплуатации такая картина наблюдалась после 15...20 лет эксплуатации. Таким образом, потеря бетоном защитных свойств по отношению к арматуре по глубине защитного слоя осуществляется в среднем со скоростью 1,5...2 мм/год.

Оценка соответствия числа циклов испытаний в лабораторных условиях срокам службы конструкций эксплуатирующихся объектов производилась путем сопоставления результатов комплекса физико-химических исследований бетона образцов, отобранных из существующих элементов и лабораторных с использованием метода распознавания [4,5].

При реконструкции объектов в процессе проведения натурных обследований, как правило, имеется возможность отобрать необходимое количество образцов бетона конкретных элементов для установления их физико-механических, физико-химических характеристик и их изменения по глубине. В этом случае достоверность вводимых в расчет параметров при оценке остаточного ресурса конструкции существенно повышается.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Оптимальное проектирование железобетонных фундаментов при заданном сроке их эксплуатации / М. Б. Краковский, И. Н. Заславский, Л. Б. Фридман, Н. Е. Соколовская // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1985. — № 5. — С. 6—8.
2. Задачи вероятностной оптимизации железобетонных конструкций при учете их срока службы / М. Б. Краковский, И. Н. Заславский, Л. Б. Фридман, Н. Е. Соколовская // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1985. — № 10. — С. 20—24.
3. Заславский И. Н., Фридман Л. Б., Соколова С. Д. Долговечность бетона и железобетонных конструкций в условиях повышенных температур и влажности // Долговечность строительных конструкций и материалов. — Киев: Будивельник, 1973. — С. 7—13.
4. Об изменении структурных характеристик материалов на основе модельных представлений процесса старения / О. П. Мчедлов-Петросян, В. Ю. Дубницкий, А. Г. Ольгинский и др. // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1972. — № 5.
5. О прогнозировании долговечности бетона методом распознавания образцов / О. П. Мчедлов-Петросян, В. Ю. Дубницкий, И. Н. Заславский, В. Л. Чернявский // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1976. — № 7. — С. 66—69.

В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); А. А. ПРОКОПОВИЧ,  
В. В. РЕПЕКТО, кандидаты техн. наук (Куйбышевский инженерно-строительный ин-т)

## Влияние трещин по контакту полки с ребрами на несущую способность конструкций

Одним из часто встречающихся дефектов изгибаемых железобетонных конструкций П-образного, таврового и двутаврового сечения (плит и балок) являются трещины по контакту полки с ребрами или стенкой. Для оценки степени влияния этого дефекта на несущую способность эксплуатируемых конструкций в Куйбышевском инженерно-строительном институте совместно с НИИЖБ проведены исследования, которые включали расчетный анализ влияния трещин и испытания опытных образцов.

Задача расчетного анализа — получение картины влияния на напряженно-деформированное состояние полки и ребер различного расположения трещин в середине пролета (рис. 1,а), на опорных участках (рис. 1,б) при отсутствии и наличии арматуры, связывающей ребро и полку. Была использована модель в виде упругих конечных элементов — прямоугольных пластинок и стержней (рис. 1,в).

Для изучения влияния трещин на вовлечение полки шириной  $b_j$  в работу связь между ребрами и полкой в модели осуществлялась контактными стержнями с заданной податливостью. Рассматривалось нагружение сосредоточенными силами по ребрам в третях пролета ( $l/3$ ) и равномерно распределенной нагрузкой по плоскости полки.

Характер распределения касательных напряжений  $\tau_{xy}$  по контакту полки и ребер и сжимающих напряжений  $\sigma_y$  по ширине полки в бездефектном элементе и элементе с трещиной в зоне чистого изгиба свидетельствует о том, что трещина на среднем участке пролета не вызывает снижения прочности. Это объясняется тем, что основное перераспределение усилий между полкой и ребрами происходит на концевых участках за счет действия максимальных касательных напряжений (рис. 2,а), и полка по-прежнему вовлекается в работу, поскольку целостность сечения не нарушена (рис. 2,б).

В элементе с контактными трещинами в зоне действия поперечных сил сжимающие напряжения на полку передаются

за счет действия касательных напряжений только в средней части пролета (рис. 2,а) и жесткости связующей арматуры в трещинах. С увеличением податливости связующей арматуры полка постепенно выключается из работы за счет увеличения неравномерности распределения сжимающих напряжений по ее ширине (рис. 2,б). В этом случае контактные трещины должны приводить к заметному снижению несущей способности элементов с армированием, близким к граничному.

Эксперименты были проведены на опытных образцах П-образного сечения длиной 1500 мм, шириной 500 мм без предварительного напряжения. Толщина полки — 16 мм, ребра — 41 мм. Продольная арматура в ребрах — диаметром 16 мм класса А-III, их армирование близко к предельному. Были испытаны три типа образцов, отличающихся процентом армирования контакта полки с ребром (см. табл.). Часть из них не имела дефектов, в остальных образцы-

вались контактные трещины на среднем участке пролета и на опорных участках. При изготовлении в образцы закладывали промасленную пленку, которая после набора бетоном прочности извлекалась — таким способом имитировали образование трещин.

Однако трещины по контакту ребер и полки могут возникать на опорных участках и при воздействии внешней нагрузки. Для изучения процесса их образования часть образцов испытывали с приложением грузов в третях пролета таким образом, чтобы разрушению нормальных сечений предшествовало появление силовых трещин (см. схему 1 в табл.). Остальные образцы испытывали сосредоточенной силой в середине пролета (схема 2).

При испытании образцов марок БДН, ДН, Д по первой схеме при нагрузке 0,6... 0,65 разрушающей образцы разрушались контактные трещины на концевых участках в направлении от опор к точкам приложения нагрузки с последующим разру-

Схема испытания	Марка образца	d контакта полки с ребром, %	Опытная разрушающая нагрузка $R_{оп}$ , кН	Разрушающая нагрузка по СНиП 12.03.01-84, $R^*$ , кН	$R_{оп} / R^*$		Разрушающая нагрузка по предлагаемой методике $R_{пн}$ , кН	$R_{оп} / R_{пн}$	
					$R_{оп}$	$R^*$		$R_{оп}$	$R_{пн}$
1	БДН-1	1,6	22,50	27,83	0,81	22,79	0,99	0,99	
	ДН-1		22,00	27,67	0,80	23,09			
	БДН-2		19,50	24,65	0,79	20,41			
	ДН-2		19,50	25,63	0,76	21,00			
	БДН-3		15,50	22,16	0,70	18,40			
	ДН-3		20,00	22,08	0,91	18,28			1,09
	БД-1	0	21,00	24,38	0,86	19,68	1,07	1,07	
	Д-1		20,50	23,48	0,87	19,00			
	БД-2		21,00	26,60	0,79	21,91			
	Д-2	21,00	25,61	0,82	21,06	0,96	1,06		
	БДП-1	2,4	20,00	24,34	0,82	20,66	0,97	0,97	
	ДП-1		23,00*	23,86	0,96	23,95			
	БДП-2		22,00	26,01	0,85	21,75			
	ДП-2		25,00*	25,39	1,00	24,88			1,01
	2	БД-1у	0	48,00**	49,28	0,97	49,28	0,97	0,97
Д-1у		47,00**		48,48	0,97	48,48			
БДП-1у		2,4	46,00**	44,52	1,03	44,52	1,03	1,03	
ДП-1у			41,00*	46,07	0,89	42,18			

\* 2-й тип разрушения по сжатой зоне ребра.

\*\* 3-й тип разрушения от текучести продольной арматуры, в остальных образцах — 1-й тип разрушения по сжатой зоне ребра с предварительным разрушением его контакта с полкой. БДН и БД — образцы без дефектов; ДН и Д — образцы с трещинами на среднем участке пролета; ДП — то же, на опорных участках.

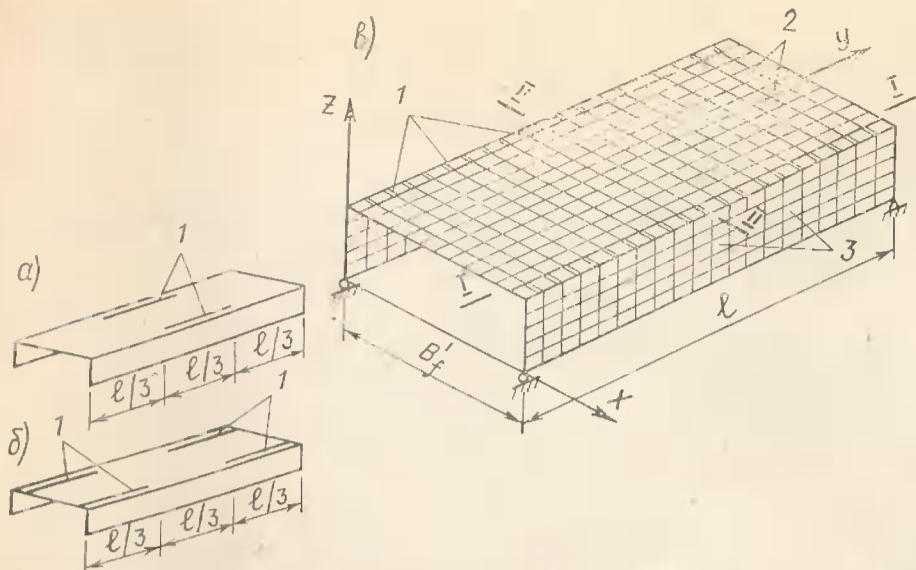


Рис. 1. Расположение контактных трещин (а, б) и пластинчато-стержневая расчетная модель П-образного элемента (в)  
1 — контактные трещины; 2, 3 — упругие конечные элементы соответственно полки и ребер

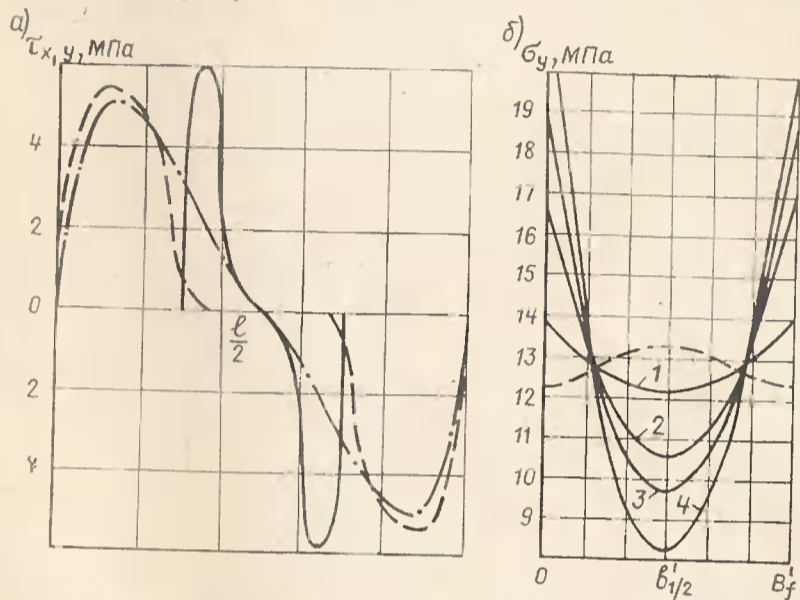


Рис. 2. Распределение напряжений  
а — касательных по контакту полки и ребра (сечение I—I, см. рис. 1); б — нормальных сжимающих по ширине полки (сечение II—II, см. рис. 1);  
1 — с жесткими контактными стержнями; 2 — при податливости контактных стержней в зоне поперечных сил  $4,5 \times 10^{-9}$  м/Н; 3 — то же,  $9,0 \cdot 10^{-9}$  м/Н; 4 — при отсутствии контактных стержней в зоне поперечных сил; — — — — элементы без трещин; — — — — с трещинами в середине пролета; — — — — с трещинами на опорных участках

шением сжатой зоны (1 тип разрушения). Образцы марок ДП, испытанные по первой схеме, разрушались по сжатой зоне (2 тип разрушения). Все испытанные по второй схеме образцы разрушились от текучести продольной арматуры ребер с последующим разрушением бетона без нарушения контакта полки с ребрами (3 тип разрушения).

Сравнение результатов испытаний показало, что прочность образцов с контактными трещинами в середине пролета не снизилась по сравнению с бездефектными образцами. Расхождение между опытными разрушающими нагрузками дефектных и бездефектных образцов не превышает  $\pm 5\%$ . Таким образом, можно считать, что трещины по контакту полки с ребрами при длине не более  $1/3$  пролета не влияют на прочность эксплуатируемых конструкций.

Трещины по контакту полки с ребрами на конечных участках пролета снижают прочность нормальных сечений. Характер и степень их влияния зависит от того, когда они появляются — до загрузки (технологические) или в процессе загрузки после образования нормальных трещин в ребре (силовые). Прочность нормальных сечений в сред-

ней части пролета образцов с технологическими трещинами на конечных участках снижается на 7...16% по сравнению с бездефектными образцами.

Анализ результатов испытаний показывает, что это связано с уменьшением степени включения полки в работу за счет увеличения неравномерности деформаций и сжимающих напряжений по ее ширине. Снижение коэффициента полноты эпюры нормальных напряжений по ширине полки в дефектном образце составило 31%. Следовательно, проверку прочности нормальных сечений элементов П-образного таврового и двутаврового сечений с видимыми технологическими контактными трещинами на конечных участках пролета следует производить по методике норм проектирования с введением в расчетные формулы уменьшенной ширины полки  $b_f'$ , определяемой по формуле

$$b_f' = 2,08 b_{св} \cdot \omega + b, \quad (1)$$

где  $b_{св}$  — величина свесов полки, вводимая в соответствии с нормами проектирования;  $\omega$  — коэффициент полноты эпюры нормальных напряжений в полке по ее ширине, определяемый расчетом с учетом податливости арматуры по схеме (рис. 1, в);  $b$  — ширина ребра.

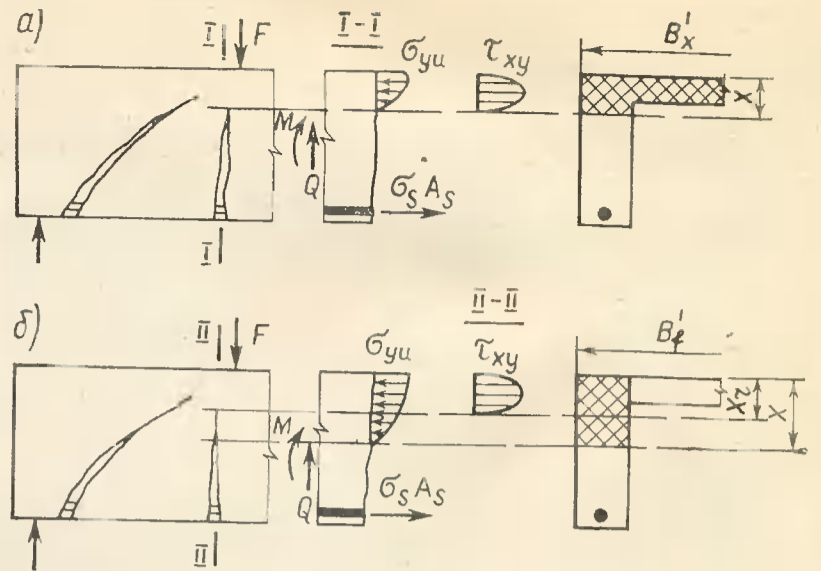


Рис. 3. Схема усилий в сечении с нормальной трещиной до (а) и после (б) образования трещины по контакту ребра и полки

Прочность нормальных сечений конструкций с данным дефектом (без учета податливых связей за счет арматуры полки и поперечных ребер) ориентировочно можно принимать сниженной на 15%.

Сравнение опытных и теоретических величин разрушающих нагрузок образцов, испытанных по 1-й схеме загрузки, в которых в процессе загрузки происходило образование контактных трещин, показывает, что теоретические величины, полученные в соответствии с существующей методикой расчета изгибаемых элементов, в среднем на 18% больше опытных.

Продольные деформации бетона в сжатой зоне ребра на этапах, предшествующих разрушению, составили для этих образцов  $100 \cdot 10^{-5}$ ... $180 \cdot 10^{-5}$  и были существенно меньше, чем в других. Анализ показал, что это результат влияния развивающихся в процессе загрузки контактных трещин. После появления нормальных трещин в ребре в сечении, где одновременно действует момент и перерезывающая сила (рис. 3, а), касательные напряжения сосредотачиваются в сжатой зоне над трещинами.

Последующее нарушение контакта полки с ребрами и выключение ее из работы приводит к увеличению высоты

сжатой зоны и сжатую верхнюю часть нормальной трещины (рис. 3,б). При этом касательные напряжения в нормальном сечении с трещиной концентрируются в ребре в зоне над границей первоначального распространения трещины. Поскольку площадь этой зоны за счет выключения полки из работы значительно меньше первоначальной, то величина касательных напряжений резко возрастает. Полагая, что разрушение бетона сжатой зоны в этом случае будет происходить в момент, когда главные сжимающие напряжения  $\sigma_{тс}$  достигнут величины  $R_b$ , можно записать

$$R_b = \frac{\sigma_{yи}}{2} \sqrt{\left(\frac{\sigma_{yи}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}}, \quad (2)$$

где  $\sigma_{yи}$  — продольные сжимающие напряжения в бетоне сжатой зоны;  $\tau_{xy}$  — максимальные касательные напряжения в сжатой зоне.

Согласно п. 4.11 СНиП 2.03.01—84 и схеме (рис. 3,б),  $\tau_{xy}$  можно определить по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{3}{2} \frac{Q}{b h_0 \xi_{\tau}}, \quad (3)$$

где  $Q$  — поперечная сила от действующей

нагрузки;  $\xi_{\tau}$  — относительная высота сжатой зоны, в которой концентрируются касательные напряжения, и которая определяется по зависимости (161) СНиП 2.03.01—84 при полном учете свесов полки.

Разделив обе части формулы (2) на  $R_b$  и приняв  $\gamma_{b4} = \frac{\sigma_{yи}}{R_b}$ , после преобразований с учетом (3), получим

$$\gamma_{b4} = 1 - \left(1,5 \frac{Q}{R_b b h_0 \xi_{\tau}}\right), \quad (4)$$

где  $\gamma_{b4}$  — коэффициент условия работы, учитывающий влияние двухосного сложного напряженного состояния «сжатие—растяжение» на прочность бетона сжатой зоны.

Таким образом, если характер обнаруженных при обследовании трещин по контакту ребра и полки свидетельствует о том, что они появились от главных растягивающих напряжений, и в ребре имеются трещины от внешней нагрузки, то определение несущей способности нормальных сечений производится с принятием ширины свесов полки в соответствии с (1) и введением к расчетному сопротивлению бетона коэф-

фициента  $\gamma_{b4}$ , определяемого по формуле (4).

Расчет следует вести методом последовательных приближений, с учетом конкретной схемы загрузки.

Сопоставление опытных разрушающих нагрузок с теоретическими, полученными из расчета по предложенной методике ( $P_{тн}$  в таблице), дало хорошие результаты.

#### Выводы

Трещины по контакту полки с ребрами на среднем участке пролета не влияют на прочность продольных ребер конструкции.

Контактные трещины на концевых участках снижают прочность нормальных сечений за счет частичного выключения полки из работы на среднем участке пролета и концентрации касательных напряжений в сжатой зоне бетона при развитии контактной трещины в процессе загрузки. Разработанные рекомендации позволяют оценить при обследованиях прочность конструкции П-образного, таврового и двутаврового сечений с контактными трещинами на концевых участках.

## На ВДНХ СССР

### Конвейер-стан

Универсальный наклонно-замкнутый конвейер-стан представляет собой компактную технологическую линию, на которой можно изготавливать широкую номенклатуру изделий из тяжелого и легкого бетона с максимальными размерами 6,6×3,0×0,4 м. Конвейер состоит из формовочной ветви с набором оборудования для выполнения технологических операций и двух щелевых камер термообработки непрерывного действия, расположенных параллельно формовочной ветви ниже уровня пола цеха и имеющих разное заглубление.

Транспортная система включает в себя два подъемника-снижателя, подвесной толкатель, толкатель формовочной ветви и 30 поддонов-вагонеток с установленными на них формами. Конвейерную линию обслуживает бригада из шести человек. На ней изготавливают наружные и внутренние стеновые панели, стены жесткости, лестничные марши и площадки, а также другие железобетонные изделия. Оборудование конвейер-стана позволяет вести укладку, распределение и отделку поверхности изделий из жестких, умеренно жестких и подвижных бетонных смесей.

Его техническая характеристика следующая. Годовой выпуск продукции 28514 тыс. м<sup>3</sup>, годовая выработка на одного рабочего 32,9 тыс. р., срок окупаемости капитальных вложений 2,4 го-

да, рентабельность 29,4%, затраты на 1 р. товарной продукции 0,79 к., фондоотдача 1,66 р. Экономический эффект—78,1 тыс. р. в зависимости от номенклатуры выпускаемых изделий.

*Изготовитель—Опытный механический завод Главмоспромстройматериалов (127411, Москва, Дмитровское шоссе, 157), внедрен стан на комбинате ЖБК № 2 того же Главка, (109428, Москва, Рязанский просп., 26).*

### Бетоновоз

Бетоновоз новой конструкции состоит из двух частей: тягача приводов передвижения и приводов открывания и закрывания шибера; тележки-прицепа с бункером объемом 2,6×3 м для бетонной смеси. Тележка-прицеп крепится к тягачу тягами. Такая компоновка бетоновоза позволяет избежать воздействия вибрации на тягач и все его механизмы, сократить продолжительность выдачи бетонной смеси, увеличить ремонтоспособность, облегчить обслуживание узлов, повысить надежность работы оборудования.

*Экономический эффект за счет снижения норм расхода вспомогательных материалов на ремонт и обслуживание оборудования составляет 1,5 тыс. р. Бетоновоз разработан и внедрен на заводе ЖБИ № 18 Главмоспромстройматериалов (107143, Москва, ул. Николая Хомушина, 2/7).*

### Автоматизированный контроль стеновых панелей

С помощью автоматизированной системы комплексного контроля качества панелей внутренних стен (основу системы составляет установка типа АСК-2) можно проверить прочность, геометрические размеры, величину защитного слоя и массу панелей всех типоразмеров.

Прочность бетона определяется ультразвуковым импульсным методом, геометрические размеры панелей контролируются с помощью дифференциальных индуктивных датчиков перемещений соленоидного типа, масса панелей проверяется с помощью устройств тензометрического типа ЗВДУ-1, толщина защитного слоя измеряется прибором ИЗС-2. Регистрация результатов — цифровая и аналоговая.

Внедрение установки типа АСК-2 позволило улучшить качество панелей внутренних стен, осуществить комплексный входной контроль за выпуском изделий всех типоразмеров, повысить производительность труда и культуру производства.

*Установка внедрена на заводе ЖБИ № 4 Главмоспромстройматериалов (117334, Москва, ул. Вавилова, 3).*

В. В. ШУГАЕВ, д-р техн. наук, А. М. ЛЮДКОВСКИЙ, канд. техн. наук, Б. С. СОКОЛОВ, инж. (НИИЖБ); А. В. ШАПИРО, инж. (ПИ-1); Г. В. АВДЕЙЧИКОВ, инж. (Сибирский автомобильно-дорожный ин-т); В. Ф. ЧЕРЕМУХИН, инж. (трест Оргтехстрой Главзапстроя)

## Экспериментальное строительство сборных складчатых шатровых перекрытий

Многоэтажные промздания позволяют более рационально, по сравнению с одноэтажными, организовать технологические процессы, сократить протяженность транспортных и коммуникационных сетей, уменьшить площадь застройки, снизить стоимость строительства и эксплуатационные затраты. Для обеспечения универсальности таких зданий и возможности применения в них гибких технологий важное значение приобретают планировочные решения с использованием укрупненных сеток колонн (12×12 м и более).

При действии на перекрытие тяжелых нагрузок (30 кН/м<sup>2</sup> и выше) конструктивные решения перекрытий по традиционной плитно-балочной схеме оказываются нецелесообразными, а типовые решения в сборном железобетоне в настоящее время отсутствуют. Наиболее распространенные индивидуальные решения связаны с использованием железобетонных ребристых плит, уложенных по стальной балочной клетке, что повышает расход стали, увеличивает трудоемкость и удорожает строительство.

ПИ-1 совместно с НИИЖБ начиная с 1976 г. исследуют и внедряют конст-

рукции сборных железобетонных пространственно работающих перекрытий шатрового типа. Такие перекрытия различных модификаций для зданий с сеткой колонн 12×12 м использованы при строительстве крупного торгового центра в Омске, склада продукции базы УПТК Главзапстроя в Ленинграде и других объектов [1].

Сборное шатровое перекрытие представляет собой пятигранную складчатую конструкцию, состоящую из шатровой оболочки в форме усеченной пирамиды, контурных балок и плит, перекрывающих ложбины над наклонными гранями. Контурные балки, размещаемые в пределах строительной высоты перекрытия, обеспечивают восприятие усилия распора шатровой оболочки. В статическом отношении основное достоинство шатров — в наличии центрального горизонтального диска, воспринимающего сжатие при балочной схеме работы, что позволяет сделать сравнительно небольшим сечение рабочей арматуры контурных балок вследствие значительной величины плеча внутренней пары. Кроме того, горизонтальная грань оболочки работает как внецентренно сжатая, защемленная по контуру пластина, а

плиты настила воспринимают местную нагрузку в коротком пролете.

Рациональность конструктивной схемы шатров состоит в сравнительно небольшой строительной высоте конструкции (1,5 м при нагрузках до 50 кН/м<sup>2</sup>). Конструкция допускает устройство различных технологических проемов, подвеску кранов большой грузоподъемности, размещение коммуникаций и вентиляции в ложбинах шатра.

Одной из модификаций шатрового перекрытия является конструкция, примененная при строительстве корпуса завода им. И. И. Лепсе в Ленинграде. Трехпролетный корпус 24+12+24 м имеет сетку колонн первого этажа 12×12 м (рис. 1). Междуэтажные перекрытия под нормативную полезную нагрузку 30 кН/м<sup>2</sup> выполнены из 120 шатровых оболочек. Корпус оборудован подвесными кранами грузоподъемностью до 50 кН.

Конструкция ячейки перекрытия (рис. 2) включает парные, отдельные для смежных шатров контурные балки, угловые блоки, плиты наклонных граней, плиты центрального диска и настила. Плиты шатров и настила — с обычным армированием, балки — преднапряжен-



Рис. 1. Общий вид перекрытия корпуса завода им. Лепсе

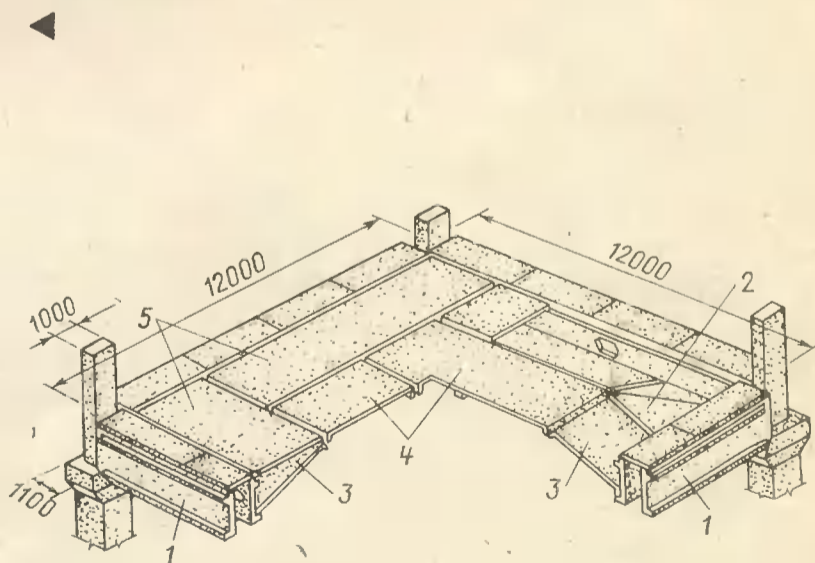


Рис. 2. Конструкция шатрового перекрытия корпуса завода им. Лепсе

1 — контурные балки; 2 — угловые блоки; 3 — плиты наклонных граней; 4 — плиты центрального диска; 5 — плиты настила

ные, с напрягаемой арматурой класса А-IIIв. Все элементы из бетона классов В22,5 и В30. Все детали перекрытий изготавливали в стальных формах по агрегатно-поточной (плиты) и стендовой (контурные балки) технологии. Контурные балки шарнирно опираются на капители колонн. Колонны прямоугольного сечения 500×1000 мм рассчитаны на восприятие усилий до 10000 кН с учетом нагрузок от покрытия. Компоночная схема перекрытия предусматривает бескондукторный метод монтажа и замоноличивание швов без подвесной опалубки.

Для изучения напряженно-деформированного состояния шатрового перекрытия осуществили комплексные экспериментальные исследования на моделях из органического стекла и железобетона, позволившие установить характер и величину внутренних усилий в конструкции на всех стадиях работы [2]. С целью окончательной проверки прочности, жесткости и трещиностойкости отдельных элементов, узлов и конструкции в целом при действии монтажных и эксплуатационных нагрузок в 1984 г. испытали натурный фрагмент шатрового перекрытия, представлявшего собой одну ячейку перекрытия размером 12×12 м, смонтированную на проектной отметке 5,75 м. В задачи исследований входило сравнение экспериментальных данных с расчетом, а также изучение технологичности изготовления элементов и монтажа бескондукторным способом.

При проектировании конструкций расчет проводили на местную (полную) нагрузку и среднюю при понижающем коэффициенте 0,75, учитывающем вероятность приложения нагрузки на всей поверхности ячейки. На полную нагрузку рассчитали плиты настила и плиты центрального диска, на среднюю — колонны, контурные балки, угловые блоки и наклонные плиты шатра. Первая схема нагружения предусматривала испытание плит центрального диска в составе конструкции на полную расчетную нагрузку. При этом исследовали жесткость, трещиностойкость и прогнозировали прочность элементов и узлов центрального диска. Вторая схема предполагала испытание контурных балок, угловых блоков и наклонных плит шатра, а также узлов их сопряжений на жесткость и трещиностойкость, оценку прочности конструкции в целом, при этом к временной расчетной нагрузке вводили понижающий коэффициент 0,75. Контрольно-разрушающие нагрузки приняли равными расчетным нагрузкам с коэффициентом  $C=1,25$  по ГОСТ 8829—85 ввиду армирования контурных балок арматурой класса А-IIIв и они

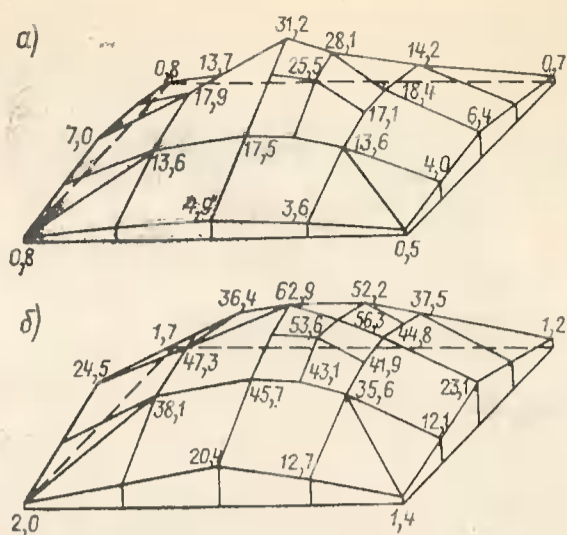


Рис. 3. Вертикальные перемещения опытной ячейки шатрового перекрытия при испытательной контрольно-разрушающей нагрузке а — загрузка по первой схеме; б — то же, по второй

составили 53,7 и 45 кН/м<sup>2</sup>.

В качестве мерных грузов использовали стандартные фундаментные блоки. Нагрузка на перекрытие создавалась ступенями по специально разработанным схемам раскладки, предусматривающим равномерное ее распределение по поверхности перекрытия.

До начала испытаний обследовали детали и конструкции. На первом этапе (перед монтажом фрагмента) производили натурный обмер и взвешивание элементов; на втором (по окончании монтажа) — съемку исполнительной геометрии и обследование состояния деталей и узлов. Кроме того, проверили прочность бетона швов замоноличивания испытанием образцов-кубов, а также определили прочность бетона в конструкциях в момент проведения испытаний с помощью неразрушающих методов контроля.

Во время экспериментов измеряли вертикальные и горизонтальные перемещения наиболее характерных точек конструкции, а также деформации бетона и арматуры.

При загрузке конструкции по первой схеме под действием испытательной нагрузки 32,8 кН/м<sup>2</sup>, соответствующей нормативной, перемещение центра шатра составило 15,7 мм его прогиб относительно угловых точек контура центрального диска — 8,7 мм ( $1/712$  пролета центрального диска). Средние точки контура центрального диска получили перемещение 9,1 мм, а их прогиб относительно углов центрального диска — 2,1 мм ( $1/2950$  пролета ребра контура). При действии испытательной нагрузки 49,4 кН/м<sup>2</sup>, соответствующей контрольно-разрушающей, перемещение центра шатра составило 31,2 мм (рис. 3). В арматуре крестообразных ребер плит центрального диска напряжения достигли 302 МПа, что меньше нормативного сопротивления арматуры класса А-III, равного 400 МПа. Напряже-

ния в арматуре контура центрального диска не превышали 120 МПа. Трещины образовались в ребрах плит центрального диска и в угловых блоках, ширина их раскрытия при нормативной нагрузке не превышала 0,1 мм.

По второй схеме при испытательной нагрузке интенсивностью 24,8 кН/м<sup>2</sup>, соответствующей нормативной, вертикальное перемещение центральной точки составило 29,2 мм, а прогиб относительно угловых точек центрального диска — 12,9 мм ( $1/481$  пролета). Средние точки контура центрального диска имели прогиб относительно его углов 4,3 мм ( $1/1440$  пролета контурного ребра). Прогиб контурных балок относительно колонн в среднем равен 10 мм ( $1/1100$  пролета). При испытательной нагрузке 39,4 кН/м<sup>2</sup>, соответствующей контрольно-разрушающей, перемещение центра шатра достигло 62,9 мм, а прогиб относительно угловых точек центрального диска — 26 мм. Прогиб поля плит центрального диска относительно их контура — 3 мм ( $1/1033$  пролета) (см. рис. 3).

Приращение напряжений в напрягаемой арматуре контурных балок при контрольно-разрушающей нагрузке составило 254 МПа. С учетом расчетного напряжения в арматуре, равного 264 МПа после проявления всех потерь суммарные напряжения составили 518 МПа, что указывает на имеющийся запас прочности конструкции.

При испытании по второй схеме трещины образовались во всех элементах, ширина их раскрытия в преднапряженных контурных балках при нормативной нагрузке не превышала 0,1 мм, шаг трещин в среднем составил 0,5 м. Ширина раскрытия трещин в угловых блоках и наклонных плитах шатра не превышала 0,2 мм, в плитах центрального диска — 0,1 мм.

Результаты испытаний подтвердили высокую прочность, жесткость и трещиностойкость конструкции шатрового перекрытия. При строительстве завода им. Лепсе получены следующие технико-экономические показатели конструкции в расчете на 1 м<sup>2</sup>: расход бетона — 0,233 м<sup>3</sup>, расход стали — 49,1 кг, стоимость — 63,6 р., трудоемкость — 1,21 чел.-ч. Экономический эффект от внедрения шатровых конструкций на заводе им. Лепсе в объеме 17 тыс. м<sup>2</sup> составил 509 тыс. р.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сборные шатровые оболочки междуэтажных перекрытий / С. С. Войтекунас, А. В. Шапиро, Г. К. Хайдуков и др. // Бетон и железобетон. — 1979. — № 4. — С. 12—13.
2. Сборные железобетонные пространственные перекрытия многоэтажных зданий / В. В. Шугаев, А. М. Людковский, Б. С. Соколов и др. — Пространственные конструкции в Красноярском крае. — Красноярск, 1983. — С. 8—18.

УДК 693.542.4

В. Н. ЛЕМЕХОВ, Л. А. ВАНДАЛОВСКАЯ, кандидаты техн. наук, Е. Л. МОЛУКАЛОВА, А. Н. ВОРОПАЙ, инженеры (УкрНИИГиМ); А. Н. БЕССАРАБ, канд. техн. наук (Киев-ЗНИИЭП)

## Пластификатор полифункционального действия для бетона

Совершенствование и интенсификация технологии производства сборного железобетона связаны с применением химических добавок полифункционального действия, являющихся дешевыми побочными продуктами промышленности. К ним относится пластификатор ПФС (пластификатор формиатно-спиртовой) по ТУ 84-1067-85 Минхимпрома СССР, включающий формиат натрия, сиропообразующие вещества и полиспирты (монопентаэритрит и полипентаэритрит). Добавка в виде водного раствора 40...45% концентрации, объем производства ее составляет около 30 тыс. в год. Стоимость 1 т сухого вещества добавки 12,5 р.

В УкрНИИГиМе исследованы свойства бетона с добавкой ПФС по методике испытаний добавок в бетоне, ее технический эффект установлен по ГОСТ 24211-80.

Подвижность бетонной смеси и физико-технические свойства бетона с добавкой ПФС изучали на бетонах с  $C=300, 400$  и  $500$  кг на  $1 \text{ м}^3$  бетона с использованием сульфатостойкого портландцемента Амвросиевского завода (СПЦ) и портландцементов с минеральными добавками Ольшанского (ПЦ-1) и Каменец-Подольского (ПЦ-2) цементных заводов.

Результаты испытаний подвижности бетонной смеси при введении 0,4...0,8% ПФС массы цемента приведены на рис. 1. Наибольший пластифицирующий эффект достигается при использовании СПЦ с последующим его снижением при увеличении содержания  $C_3A$  и  $C_4AF$  в клинкере (табл. 1) и снижении расхода цемента.

В зависимости от дозировки ПФС и минералогического состава цемента при одинаковом  $V/C$  подвижность бетонной смеси увеличилась с 2...3 до 20 см и более при использовании СПЦ и до 16...18 см и более при применении ПЦ-1 и ПЦ-2.

При исследовании прочности бетона (рис. 2) в суточном возрасте после ТВО

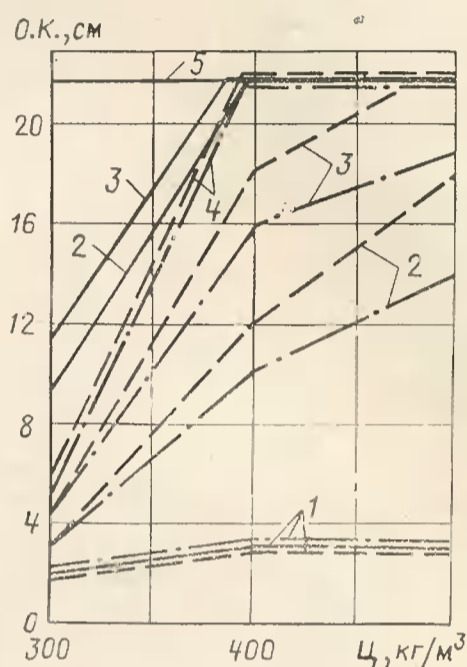


Рис. 1. Влияние дозировки ПФС и расхода цемента на подвижность бетонной смеси  
1 — без добавки; 2 — 0,4% ПФС; 3 — 0,6% ПФС; 4 — 0,8% ПФС; 5 — литая; — — — СПЦ; - - - - ПЦ-1; - · - · - ПЦ-2

Таблица 1

Цемент	Содержание, %				Минеральная добавка
	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$	
СПЦ	47,8	36,7	2,4	11,7	—
ПЦ-1	52,7	22,3	5,8	13,7	20% гранулированного шлака
ПЦ-2	56,4	18,2	8,0	12,9	То же

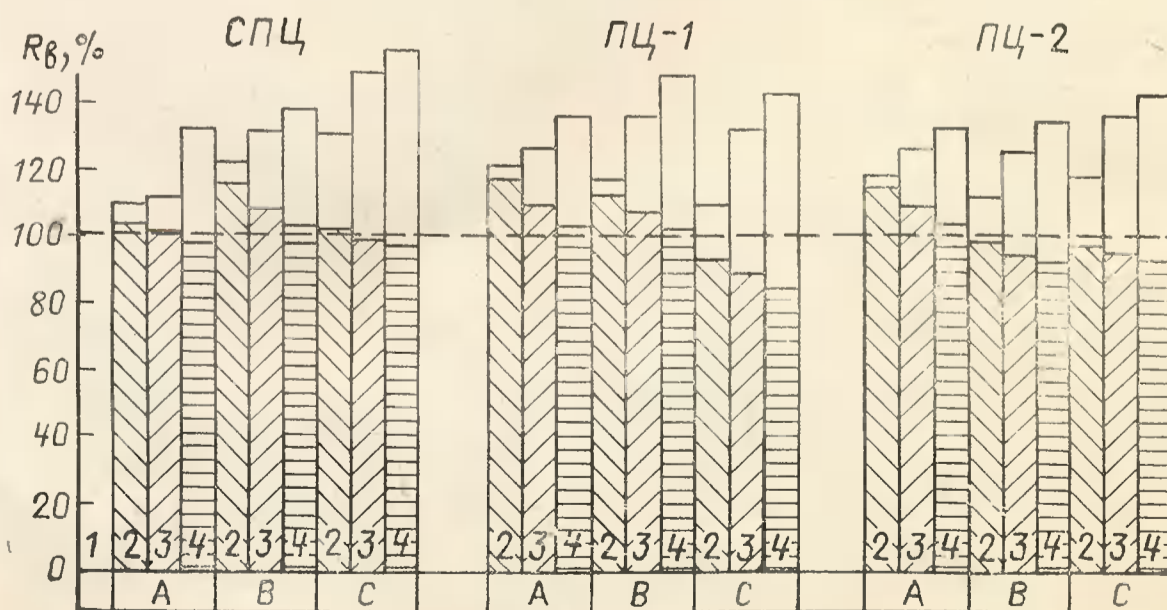
по режиму 3+3+9+3 ч ( $t_{из}=70^\circ\text{C}$ ), содержащего 0,4...0,8% ПФС массы цемента, установлено:

при одинаковом  $V/C$  (заштрихованная зона) прочность пластифицированного бетона равна или несколько выше, чем в контрольных составах. При повышенных расходах добавки на ПЦ-1 и ПЦ-2 несколько снижается прочность бетона, что, очевидно, связано с расслоением бетонной смеси литой консистенции;

прочность затвердевшего бетона из равноподвижных бетонных смесей (незаштрихованная зона), содержащих добавку, на 30...50% выше прочности бетона контрольного состава.

Особенность добавки ПФС заключается в отсутствии замедления процессов гидратации и структурообразования цементных систем, как при нормальном твердении, так и подверженных ТВО. На рис. 3 приведена пластограмма цементного теста нормальной густоты (ПЦ-2) с добавкой ПФС и без нее. При введении в цементное тесто 0,6...1,5% ПФС массы цемента наблюдается ускорение процесса структурообразования системы и достижение критической пластической проч-

Рис. 2. Диаграмма прочности бетона с добавкой ПФС  
А —  $C=300$ ; В —  $C=400$ ; С —  $C=500$  кг/м³;  
1...4 — см. по рис. 1



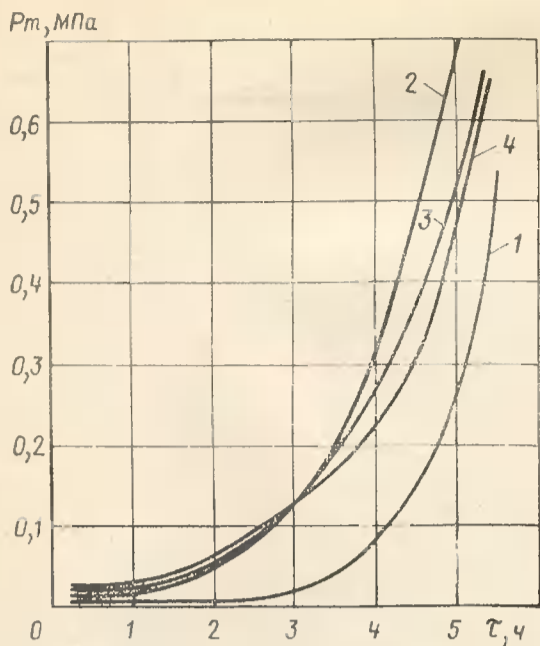


Рис. 3. Кинетика изменения пластической прочности цементного теста нормальной густоты  
1 — без добавки; 2 — 0,6% ПФС; 3 — 1% ПФС; 4 — 1,5% ПФС

Таблица 2

Цемент	Количество добавки, % массы цемента	О.К., см	$R_{сж}$ , МПа, при продолжительности предварительного выдерживания бетонной смеси, ч		
			1	2	3
ПЦ-1	—	2	14,8	16,3	20,4
ПЦ-1	0,6	19	21,0	22,5	24,6
ПЦ-2	—	3	15,3	17,4	21,0
ПЦ-2	0,6	17	21,4	23,3	25,9

Примечание. Ц=400 кг/м<sup>3</sup>, В/Ц=0,45.

Таблица 3

Цемент	Количество добавки, % массы цемента	В/Ц	Показатели пористости		
			W, %	$\alpha$	$\bar{\lambda}$
ПЦ-1	—	0,45	5,3	0,51	0,85
	0,2	0,45	4,5	0,52	0,85
	0,4	0,45	4,3	0,55	0,81
	0,8	0,45	4,2	0,56	0,74
ПЦ-2	0,8	0,40	4,0	0,50	0,43
	—	0,45	5,7	0,45	2,37
	0,2	0,45	5,6	0,57	1,75
	0,4	0,45	5,7	0,55	1,83
	0,8	0,45	5,8	0,53	1,63

Таблица 4

ПЦ-1, кг	Количество добавки, % массы цемента	О.К., см	$R_{сж}$ , МПа, после ТВО
315	—	5	17,1/20,6*
296	0,6	6	17,6/21,9
296	0,8	5	18,0/22,4
360	—	6	21,6/26,3
306	0,6	5	23,3/25,0
306	0,8	5	22,3/26,4
410	—	6	24,3/30,3
332	0,6	5	26,7/33,8
332	0,8	6	24,6/29,7

\* Перед чертой — через 4 ч, после черты — через 28 сут.

ности в 1,7 раза быстрее по сравнению с контрольным составом.

Экспериментальные исследования свидетельствуют о том, что при прочих равных условиях прочность бетона с добавкой после ТВО с продолжительностью предварительного выдерживания 1 ч на 2...3% выше прочности бетона того же состава без добавки с предварительным выдерживанием 3 ч (табл. 2).

Поровую структуру бетона с добавкой ПФС устанавливали по ГОСТ 12730.4—78. Из табл. 3 следует, что при введении в бетон 0,8% ПФС массы цемента средний размер пор  $\bar{\lambda}$  уменьшается в 1,45 раза по сравнению с контрольным составом, а коэффициент однородности распределения пор  $\alpha$  возрастает на 12%. Это свидетельствует об увеличении количества более мелких пор и повышении равномерности их распределения в бетоне.

Показатель среднего размера пор бетона на ПЦ-1, содержащего 0,8% добавки ПФС, меньше на 32% по сравнению с контрольным составом, приготовленным на равноподвижной бетонной смеси. Водонепроницаемость такого бетона на 2...3 степени выше, чем бетона без добавки.

Влияние добавки ПФС на коррозионную стойкость раствора в морской воде (20 г/л) изучали на цементно-песчаном растворе состава Ц:П=1:3,5 на ПЦ-1. Результаты испытаний свидетельствуют о том, что после 12 мес выдерживания образцов в морской воде коэффициент коррозионной стойкости цементно-песчаного раствора без добавки составил 0,84, а с 0,6% добавки — 0,94. Высокая коррозионная стойкость раствора с добавкой объясняется повышенной плотностью и уменьшением размера пор цементного камня.

Для исследования влияния добавки ПФС на морозостойкость использовали бетон состава Ц:П:Щ=1:1,8:3,51 при В/Ц=0,45 и Ц=356 кг/м<sup>3</sup> с добавкой 0,6% ПФС. После 200 циклов замораживания и оттаивания коэффициент морозостойкости бетона при оттаивании в морской воде составил 0,97, а в пресной — 1.

Добавка ПФС использована на Каховском, Арцизском, Щирецком и других заводах ЖБИ треста Укрводжелезобетон Минводхоза УССР при изготовлении лотков оросительных систем, плит облицовки каналов, безнапорных железобетонных труб и др. При этом установлено, что при введении 0,6...0,8% ПФС массы цемента можно снизить расход цемента на 10...20% в зависимости от состава бетона (табл. 4).

Использование добавки ПФС с целью получения комбинированного эффекта, т.е. частичного снижения расхода це-

мента (12%) и сокращения времени изотермического выдерживания бетона, позволяет снизить себестоимость производства плит облицовки каналов на 2...3 р/м<sup>3</sup>. Объем внедрения за 1985 г. только на заводах ЖБИ треста Укрводжелезобетон составил около 300 тыс. м<sup>3</sup> бетона, а за 1986 г. — 370 тыс. м<sup>3</sup>.

#### Выводы

Добавка ПФС относится к классу пластификаторов повышенной эффективности с явно выраженным эффектом ускорения процессов структурообразования и твердения бетона.

В равноподвижной с контрольным составом бетонной смеси она позволяет повысить прочность бетона на 30...50% по сравнению с бетоном без добавки или экономить до 10...20% цемента. Введение 0,6...0,8% ПФС массы цемента сокращает на 3 ч продолжительность изотермического прогрева бетона без снижения его прочности.

Введение ПФС в бетон способствует формированию мелкопористой структуры цементного камня, повышению плотности, морозо- и коррозионной стойкости бетона.

#### На ВДНХ СССР

### Универсальный бетоноукладчик

В объединенных павильонах «Строительство» на ВДНХ СССР экспонируется универсальный бетоноукладчик с консольным поворотным питателем, разработанный на Московском заводе железобетонных труб Главмоспромстройматериалов.

Бетоноукладчик применяют при укладке бетонной смеси в формы при изготовлении напорных виброгидропрессованных труб, рабочих камер колодцев, блоков тоннельных обделок-тюбингов и других изделий.

Благодаря поворотному устройству в горизонтальной плоскости бетоноукладчик с консольным питателем позволяет обслужить одновременно несколько формовочных постов. Его внедрение позволило обеспечить равномерную подачу бетонной смеси и повысить производительность формовочных постов за счет сокращения времени на подготовку оборудования. Кроме того, уменьшается металлоемкость, упрощена конструкция, сокращены потери бетона.

Техническая характеристика бетоноукладчика — объем 0,9...1,6 м<sup>3</sup>; ширина ленты питателя 650 мм; мощность электрооборудования 9 кВт. Размеры: длина (с питателем)  $\times$  ширина  $\times$  высота 7000...11000  $\times$  2700...3500  $\times$  1900...2200 мм. Масса 1,9...2,1 кг.

Бетоноукладчик впервые был использован на Московском заводе железобетонных труб ПО Мосспецжелезобетон, 121087, Москва, Береговой пр., 2.



УДК 666.972.12:691.327

Н. Н. КУПРИЯНОВ, канд. техн. наук, Л. А. МАЛИНИНА, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

## Тепловлажностная обработка бетонов в продуктах сгорания природного газа

В последние годы в нефтяных и газовых районах страны для тепловлажностной обработки легких и тяжелых бетонов используют продукты сгорания природного газа. Экономически это выгодно, так как исключается необходимость строительства котельных, а количество газа, расходуемого на 1 м<sup>3</sup> бетона, по данным [1], уменьшается от 50...60 до 10...15 м<sup>3</sup>. Если для ТВО легких бетонов использование продуктов сгорания природного газа (ПСПГ) не вызывает сомнений, то для тяжелых бетонов этот способ представляется спорным.

Для исследования ТВО бетонов в среде ПСПГ в НИИЖБ совместно с ВНИИ-Промгазом и ВЗИСИ был разработан теплогенератор и изготовлена лабораторная камера для получения среды с широким диапазоном параметров: температура (20...150 °С), относительная влажность начиная от чистых ПСПГ до паровой с  $\phi=100\%$  и скорость ее движения до 2 м/с.

Режимы ТВО в среде ПСПГ исследовали на мелкозернистых бетонах, а производственное внедрение — на тяжелых. В качестве вяжущих использовали портландцементы с минеральными добавками марки 400 Воскресенского и Белгородского цементных заводов, по активности и эффективности при пропаривании относящиеся соответственно к 1-й и 2-й группам [2]. Активность при пропаривании портландцемента белгородского завода составляла 27, а воскресенского — 36,8 МПа. Мелким заполнителем служил кварцевый песок с  $M_k=1,51$ . Минералогический состав портландцементов: белгородского —  $C_3S=64$ ,  $C_2S=15$ ,  $C_3A=6$ ,  $C_4AF=13$ ; воскресенского — соответственно 60, 11, 7, 14. Составы бетонной смеси жесткостью 5...7 с подбирали с  $V/C$  равным 0,64 и 0,33 на цементе белгородского, а также 0,65 и 0,41 на цементе воскресенского заводов. Отформованные из одного замеса образцы после 2 ч предварительной выдержки помещали в пропарочную камеру и в камеру с ПСПГ. Скорость подъема температуры при пропаривании и комбинированных режимах прогрева составляла 20 °С/ч, а при

ТВО в среде ПСПГ в соответствии с рекомендациями авторов нового способа была переменной, уменьшающейся во времени, и составляла в первые 0,25 ч — 110, в последующие от начала периода подъема 0,5 ч — 70, 1 ч — 45, 2 ч — 27, 3 ч — 20 °С/ч. ТВО проводили по режимам 2+3+6+2 ч, 2+3+11...12+2 и 2+3+15...18+2 ч при 80 °С. Кроме того, были проверены разработанные ранее в НИИЖБ комбинированные режимы прогрева, предусматривающие прогрев на стадии подъема температуры в сухой среде с  $\phi=40...60\%$ , в данном случае в среде ПСПГ, а изотермический прогрев — в чистой паровой среде с  $\phi=100\%$ . Образцы-кубы с ребром 10 см испытывали в горячем состоянии через 0,5 ч после ТВО, а также в возрасте 28 сут в нормальных температурно-влажностных условиях без ТВО. Внешний массообмен определяли взвешиванием образца с пятью открытыми поверхностями в процессе всего режима ТВО. Деформации бетона определяли на распалубленных образцах размером 10×10×30 см индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Относительную влажность среды контролировали по показаниям сухой и мокрой медь-константановых термопар.

Предварительные исследования в промышленных условиях на Бельгобском заводе ЖБИ в Ухте показали, что температура среды в камере с ПСПГ на стадии подъема температуры повышается с

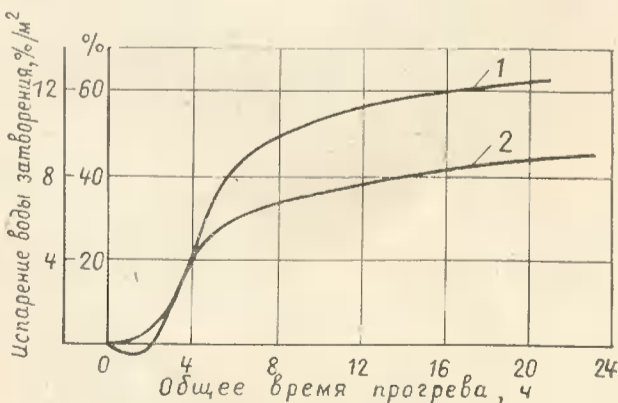


Рис. 1. Испарение воды затворения из мелкозернистого бетона в процессе обработки в среде ПСПГ

1 —  $V/C=0,67$ ; 2 —  $V/C=0,33$

уменьшающейся во времени скоростью и, не выходя на изотерму, достигает 100...110 °С к концу режима ТВО. Это является недостатком подобных камер без автоматических регуляторов температуры.

Относительная влажность среды на стадии подъема температуры уменьшается в первые 0,5...1 ч до 10...30%. В дальнейшем в результате испарения влаги из бетона и влаги, образовавшейся при сгорании природного газа,  $\phi$  повышается до 30...40%. В лабораторных условиях  $\phi$  среды поддерживали на уровне промышленных камер, а температурный режим — со всеми необходимыми стадиями, включая изотермическую выдержку.

Из рис. 1 видно, что на стадии подъема температуры в первые 1...2 ч на поверхности мелкозернистого бетона выпадает конденсат. Затем наступает период постоянной скорости испарения влаги, длительность которого зависит от  $V/C$  бетона. После этого периода интенсивность испарения снижается, поверхность высушивается, зона испарения смещается во внутренние слои бетона, а на кривых испарения виден резкий перегиб — наступил падающий период испарения (сушки). Общее количество испарившейся влаги в зависимости от  $V/C$  и длительности ТВО к концу изотермы составляет 40...60% воды затворения.

Результаты лабораторных исследований по нарастанию прочности мелкозернистых бетонов представлены на рис. 2. Прогрев в ПСПГ снижает прочность в возрасте 28 сут по сравнению с пропаренным бетоном. Точки с нулевой изотермой на рис. 2 соответствуют прочности бетонов нормального твердения в возрасте 28 сут.

При комбинированных режимах ТВО прочность бетона повышается до уровня пропаренного, а с предварительным обдувом бетона, когда с помощью капиллярных сил деформации расширения твердеющего бетона не развиваются, — выше прочности пропаренного бетона. Характер развивающихся деформаций в бетоне в процессе ТВО представлен на

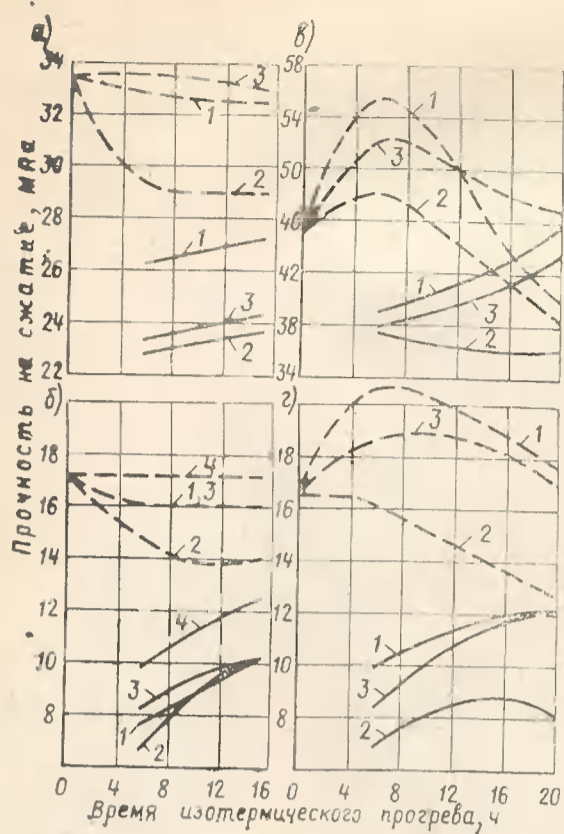


Рис. 2. Влияние различных способов тепловой обработки на изменение прочности мелкозернистого бетона на ПЦ марки 400 Воскресенского (а, б) и Белгородского (в, г) цементных заводов  
 а — В/Ц=0,41; б — В/Ц=0,65; в — В/Ц=0,33; г — В/Ц=0,67. Режим ТВО 2+2+n+2 ч при 80°C; 1 — пропаривание; 2 — ПСПГ; 3 и 4 — комбинированный прогрев № 1 и № 2; — — — — прочность бетона через 0,5 ч после ТВО; - - - - — то же, в возрасте 28 сут

рис. 3. Наибольшие деформации отмечены у пропаренного бетона, в 2...3 раза меньше — в среде ПСПГ и при обычном комбинированном режиме. Использование комбинированных режимов с обдувом бетона перед началом ТВО позволяет снять пленку конденсата с поверхности бетона, вызвать незначительное испарение влаги на стадии подъема температуры и тем самым образовать мениски в большем количестве капилляров и получить значение капиллярной силы, способное сдерживать деформации расширения твердеющего бетона. Незначительное количество влаги (4...5 % воды затворения), испарившееся на стадии подъема температуры, воз-

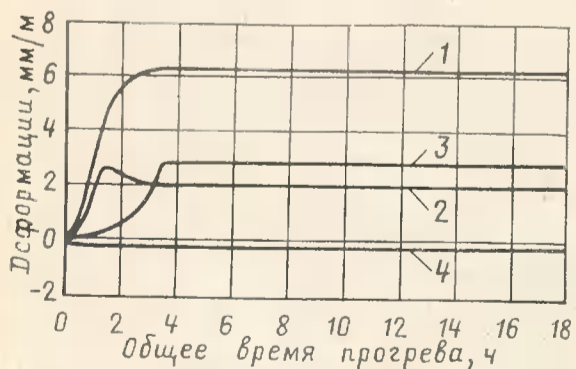


Рис. 3. Влияние различных режимов ТВО на развитие деформаций при прогреве мелкозернистого бетона с В/Ц=0,65 на ПЦ марки 400 Воскресенского цементного завода  
 Режим ТВО 2+3+12...15+2 ч при 80°C; 1...4 — то же, что и на рис. 2

ращается бетону на изотермической выдержке из насыщенной паровой среды.

Производственное опробование режимов тепловой обработки в среде ПСПГ проводили на заводе ЖБИ № 4 ПО «Баррикады» в Ленинграде. Бетонные смеси жесткостью 10...15 с по техническому вискозиметру, с В/Ц=0,43...0,45 подбирали на гранитном щебне фракций 5...20 мм, песчано-гравийной смеси, портландцементе с минеральными добавками марки 400 Сланцевского, БТИЦ марки 400 Пикалевского и портландцементе с минеральными добавками марки 500 Волховского цементных заводов. По активности и эффективности при пропаривании эти цементы относятся к следующим группам: пикалевский к 1-й, волховский и сланцевский — ко 2-й. Ямные камеры на заводе оборудованы теплогенератором ТОК-1, расположенным вдоль длинной стороны камеры. Эта стена ямной камеры имеет два отверстия, расположенных около ее углов. Через одно ПСПГ поступают в камеру, проходят между пакетом изделий и тремя стенками камеры, выходят из нее через второе отверстие и опять попадают в ТОК-1.

Бетонные образцы из одного замеса помещали в две камеры — пропарочную и камеру ПСПГ и размещали на верхних изделиях. Образцы в камере с ПСПГ находились у торцов плиты — в зонах входа и выхода ПСПГ из камеры. Кроме того, ямная камера с ПСПГ имеет окно для прогрева контрольных образцов, расположенное в стенке напротив ТОК-1 на высоте 1,5 м от дна и 1,5...2 м от угла (торца) камеры. Образцы, помещенные в камеру через окно, находятся между изделиями и стенкой камеры в потоке ПСПГ. ТВО проводили по режиму 3+3+11+2 ч при 80°C. Температуру и относительную влажность среды измеряли около образцов. Относительная влажность среды со стороны входа в 2 раза ниже, чем со стороны выхода ПСПГ из камеры. φ среды изменялась от 80 до 30 и от 80 до 14 %, повышаясь к концу изотермы соответственно до 46 и 28 %.

Результаты проведенных исследований по нарастанию прочности тяжелого бетона при тепловой обработке с использованием различных теплоносителей представлены в таблице.

На заводе ЖБИ № 4 ПО «Баррикады» выпускают пустотные настилы из преднатянутого бетона марки М 300, поэтому режим ТВО должен обеспечивать получение 70 %-ной передаточной прочности в горячем состоянии.

Из таблицы видно, что бетоны, прогретые в ПСПГ, набирают после прогрева 55...57 % прочности бетона нормального твердения в возрасте 28 сут.

Цементы	Прочность бетона после ТВО, МПа				Нормальное твердение 28 сут
	пропаривание	зона входа ПСПГ в камеру	зона выхода ПСПГ из камеры	окно	
<i>Продукты сгорания природного газа</i>					
Волховский	17,9	17,6	17,8	16,9	30,5
Сланцевский	29,6	21,7	22,9	16,2	28,9
Пикалевский	19,9	19,9	19,9	22,4	37,8
	26,7	25,3	18,9	16,2	
	32,4	28,3	25,6	24,7	
	39,6	28,2	26,2	16,6	
<i>Комбинированный прогрев</i>					
Волховский	16,3	17,3	20,0	16,6	27,3
Сланцевский	27,8	32,6	33,3	25,0	28,0
Пикалевский	18,5	20,6	21,4	18,1	32,3
	26,7	23,7	26,5	25,0	
	29,1	24,6	29,3	20,9	
	39,5	34,4	34,0	38,0	

Примечание. Над чертой — через 1...2 ч после ТВО; под чертой — через 28 сут.

Дальнейшее твердение в нормальных температурно-влажностных условиях в течение 28 сут дало незначительный прирост прочности. У образцов, прогретых в потоке ПСПГ, в окне наблюдается снижение прочности бетона. При комбинированных режимах тепловой обработки прочность бетона повышается до уровня пропаренного.

В тех случаях, когда невозможно получить увлажнение ПСПГ на стадии изотермы до 90...100 %, можно снижать φ до 80 %, но при этом необходимо увеличить относительную влажность среды на стадии подъема температуры до 40...60 % и начать увлажнение ПСПГ не через 3, а через 1...2 ч после начала ТВО. В каждом конкретном случае в зависимости от вида изделий, применяемых материалов и сложившихся условий эти варианты можно использовать с обязательной предварительной проверкой.

#### Вывод

Тепловую обработку тяжелых и мелкозернистых бетонов можно проводить в среде продуктов сгорания природного газа, используя комбинированные режимы, заключающиеся в прогреве на стадии подъема температуры в среде ПСПГ с уменьшающейся относительной влажностью до 20...30 % и с последующим доувлажнением ПСПГ до 90...100 %.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Горьянов К. Э., Счастливый А. П. и др. Новый способ тепловой обработки изделий // Бетон и железобетон. — 1980. — № 1. — С. 25—26.
- С выборе цементов для тепловой обработки бетона / Л. А. Малинина, А. Н. Мокрушин, М. И. Бруссер, Н. Н. Куприянов // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 10—12.

УДК 693.547.3

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф.; В. Н. ЕРОШКИН, инж. (НИИЖБ)

## Критическая прочность бетонов к моменту замораживания

В зимнее время выдерживание бетона при положительных температурах в конструкциях, у которых может быть большим временной разрыв между бетонированием и нагружением, целесообразно осуществлять до достижения критической прочности. Продолжительность выдерживания до замораживания будет непосредственно зависеть от величины прочности, при которой замораживание возможно без снижения прочностных характеристик при твердении после оттаивания.

Согласно [1], прочность бетона без добавок, по окончании выдерживания не подвергающегося попеременному замораживанию и оттаиванию, к моменту замерзания должна составлять 7,5...15,0 МПа в зависимости от марки. Рекомендуемое время выдерживания бетона на портландцементе при температуре 15...20°C для достижения этой прочности колеблется от 1,5 до 7 сут. Однако результаты исследований показывают, что отрицательные температуры в ряде случаев не оказывают разрушительного действия на бетон при замораживании его в более ранние сроки, чем установлено СНиП.

Результаты зарубежных исследований отражены в нормативных документах, в соответствии с которыми критическая прочность бетонов перед замораживанием установлена в Канаде 7...10 МПа, в Норвегии 6...8, в Польше 5...7, в Финляндии 4...8, в Англии и Франции 5, в Японии 3,5...5,0 в США 3,5 МПа. В Рекомендациях по зимнему бетонированию, разработанных Комитетом по зимнему строительству РИЛЕМ, прочность бетона перед замораживанием определена не менее 5 МПа.

Правильное установление критической прочности бетона перед замораживанием имеет важное практическое значение. От ее величины зависят сроки и средства защиты материала от воздействия мороза, назначаются режимы тепловой обработки, решается вопрос о пригодности бетона, случайно замороженного в раннем возрасте (при неожиданном снижении температуры окружающей сре-

ды, отключении электроэнергии и т.п.), устанавливаются дополнительные затраты энергии по сравнению с теплым периодом года.

В НИИЖБ исследована возможность снижения величины критической прочности бетона перед замораживанием, в том числе при применении пластифицирующих добавок. Исследования проводили на бетонах, приготовленных на портландцементе марок 400 и 500 Воскресенского ( $C_3S=60$ ,  $C_2S=11$ ,  $C_3A=6$ ,  $C_4AF=14$ ) и марки 400 Белгородского ( $C_3S=66$ ,  $C_2S=16$ ,  $C_3A=5$ ,  $C_4AF=13$ ) заводов. Заполнителями служили гранитный щебень фракции 5...20 мм и кварцевый песок с  $M_k=1,65$ , добавками — суперпластификатор С-3 и щелочной сток производства капролактама (ЩСПК).

Образцы-кубы с ребром 10 см замораживали сразу после формования и после достижения бетоном прочности 3, 5, 8, 10 и 12 МПа, выдерживали в течение суток при температуре  $-25^\circ\text{C}$  и испытывали в возрасте 7, 28, 90 и 180 сут твердения в нормальных условиях после оттаивания.

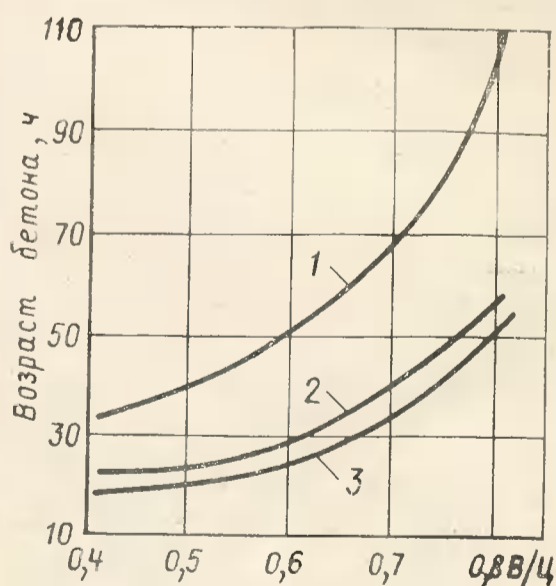
Результаты показали, что бетон без добавок, приготовленный на портланд-

цементе обоих заводов с В/Ц от 0,42 до 0,81, прочностью 5 и более МПа, подвергнутый однократному замораживанию, в возрасте 28 сут после оттаивания не имеет потерь прочности на сжатие и в дальнейшем продолжает твердеть аналогично бетону, хранившемуся в нормальных условиях. Продолжительность его выдерживания при температуре 18...20°C для достижения этой прочности по сравнению с требуемой СНиП сокращается примерно в 2 раза (см. рисунок).

Для исследования бетонов с добавками изготавливали образцы на воскресенском портландцементе с В/Ц=0,41...0,42 и 0,69...0,72 при О.К. 3...5, 7...10 и 19...20 см. Подвижность 3...5 см бетонной смеси с добавкой была получена при снижении расхода цемента и воды на 15% по сравнению с бездобавочным бетоном при применении С-3 и на 10% при применении пластифицирующе-воздухововлекающей добавки ЩСПК, а также при уменьшении водосодержания. Осадка конуса смеси составляла 7 и 10 см при введении добавки ЩСПК 0,8 и 0,25% массы цемента соответственно для бетона с В/Ц 0,41 и 0,72. Литые смеси были получены при введении в бетон добавки С-3 в количестве 0,4% массы цемента при В/Ц=0,42 и 0,7% при В/Ц=0,69.

Испытания показали, что замороженный сразу после формования бетон имеет значительные потери прочности при сжатии при использовании пластичных и литых смесей, а также при снижении их водосодержания. В возрасте 28 сут образцы имели до 40% потерь прочности и даже в возрасте 180 сут не всегда достигали марочной прочности. Снижение водосодержания смеси, а также дополнительное воздухововлечение при применении добавки ЩСПК не уменьшило деструктивных явлений, вызванных увеличением объема замерзающей воды и нарушением сцепления крупного заполнителя с растворной частью.

При замораживании бетона прочностью более 3 МПа имеются незначительные потери прочности, продолжается твердение, и в возрасте 28 сут  $R$  достигает 130%. Замораживание при меньшей проч-



Продолжительность выдерживания бетона (О. К. = 3...5 см) на воскресенском портландцементе без добавки (1, 2) и с добавкой С-3 (3) при температуре 18...20°C в зависимости от водоцементного отношения до достижения прочности:

1 — требуемой по СНиП; 2, 3 — 5 МПа

В/Ц	Расход цемента, кг/м <sup>3</sup>	О.К., см	Добавка С-3, % массы цемента	Возраст бетона перед замораживанием, ч	Условия твердения бетона, сут (°С)	Предел прочности при сжатии*				
						перед замораживанием	перед испытанием	после циклов		
								100	150	200
0,42	450	4	—	—	28 (20)	—	48,1	—	$\frac{31,5}{65}$	$\frac{22,5}{46}$
				23	1(-25)+28(20)	5,6	49,7	—	$\frac{37,3}{75}$	$\frac{37,0}{73}$
0,42	380	5	0,4	—	28(20)	—	50,0	—	$\frac{48,1}{96}$	$\frac{48,6}{102}$
				18	1(-25)+28(20)	5,2	51,4	—	$\frac{52,1}{101}$	$\frac{51,0}{103}$
0,69	260	4	—	—	28(20)	—	25,4	$\frac{28,8}{113}$	$\frac{27,6}{104}$	$\frac{28,0}{105}$
				36	1(-25)+28(20)	5,2	25,6	$\frac{28,6}{111}$	$\frac{26,5}{102}$	$\frac{29,5}{107}$
0,69	220	4	0,7	—	28(20)	—	27,3	$\frac{28,6}{105}$	$\frac{25,1}{86}$	$\frac{30,0}{105}$
				29	1(-25)+28(20)	5,3	26,2	$\frac{28,9}{110}$	$\frac{29,0}{100}$	$\frac{28,0}{103}$

\* Над чертой — в МПа, под чертой — в %  $R_{сж}$  образцов в аналогичном возрасте.

ности приводит к ее снижению в возрасте 28 сут по сравнению с незамерзаемыми образцами. Достигнутая к этому времени степень гидратации цемента и сравнительно большое количество воды, находящееся в свободном состоянии, независимо от наличия «резервных» пор, достаточных для получения в зрелом возрасте морозостойкого бетона, не могут обеспечить стойкость образцов при одноразовом замораживании.

Замораживание бетона с добавками С-3 и ЩСПК по достижении прочности около 5 МПа не приводит к ее снижению в процессе дальнейшего твердения при положительных температурах. Также, как и при испытании бетона без добавок, наблюдается некоторое повышение прочности в возрасте 28 сут по сравнению с незамерзаемым бетоном. Оно объясняется увеличением степени гидратации цемента при твердении после замораживания, повышением плотности гелевых оболочек цементных зерен, снижением фактического В/Ц и т. п. [2, 3]. Эффект упрочнения будет проявляться, если бетон к моменту замораживания имеет в определенной степени сформированную структуру.

Применение суперпластификатора С-3 позволило сократить расход цемента на 70 кг на 1 м<sup>3</sup> для получения бетона равной прочности с В/Ц=0,42 и на 40 кг — с В/Ц=0,69 при почти одинаковом расходе добавки. В бетонах с высоким содержанием цемента целесообразно применять С-3 для получения более однородных смесей с осадкой конуса 18...20 см, т. е. литых, преимущества которых общезвестны. Кроме того, использование С-3 позволило на 4...6 ч сократить время набора бетоном прочности

5 МПа, обеспечивающей получение после замораживания марочной прочности при снижении расхода цемента и воды или только воды.

Для бетонов с невысоким содержанием цемента более целесообразно применять менее дорогие и дефицитные добавки с умеренным пластифицирующим эффектом. Такой добавкой может быть ЩСПК, позволяющая при меньшем ее расходе получать смеси одинаковой подвижности в бетонах низких марок.

Определение физико-механических свойств бетона с В/Ц=0,42 без добавок и с добавкой С-3, замороженного при прочности 5 и 5,1 МПа, показало, что его прочность на растяжение при изгибе, призмная прочность и начальный модуль упругости не отличаются от соответствующих характеристик бетона, твердевшего при положительных температурах и не подвергавшегося замораживанию.

Испытания на морозостойкость бетона прочностью 5,2...5,6 МПа, подвергнутого замораживанию, показали (см. таблицу), что без добавки и с добавкой С-3 при В/Ц=0,69 на воскресенском портландцементе он выдержал 200 циклов попеременного замораживания и оттаивания. Бетон с В/Ц=0,42, твердевший 28 сут в нормальных условиях до испытания, после 150 циклов имел потери прочности 35%, а замороженный прочностью 5,6 МПа — 25%. Снижение расхода цемента и воды на 15% при применении С-3 позволило получить бетон, хранившийся до испытания в тех же условиях, что и бездобавочный, с маркой по морозостойкости 300.

При испытаниях на морозостойкость бетон прочностью около 5 МПа после

замораживания имел показатели, не уступающие бетону нормального хранения. Преждевременное замораживание бетона до достижения им критической прочности приводит к структурным нарушениям, что в первую очередь может сказаться на его проницаемости и морозостойкости. Поэтому к конструкциям, подвергающимся во время эксплуатации замораживанию и оттаиванию в водонасыщенном состоянии, предъявляются повышенные требования по критической прочности.

Приведенные результаты, анализ нормативных документов зарубежных стран, данные советских и зарубежных ученых позволяют сделать вывод о том, что для конструкций, эксплуатирующихся внутри зданий, оснований дорожных покрытий, фундаментов под оборудование, не подвергающихся динамическим воздействиям, и для надземных конструкций однократное замораживание бетона может быть допущено по достижении прочности, равной 5 МПа. При этом должны также выполняться требования действующих СНиП об обеспечении после оттаивания проектной прочности бетона к моменту полной загрузки.

Пластифицирующие добавки могут успешно применяться при зимнем бетонировании со снижением критической прочности бетона перед замораживанием до 5 МПа.

Снижение критической прочности позволит значительно сократить продолжительность ухода за бетоном до замораживания, снизить расход электроэнергии при тепловой обработке (или вообще отказаться от нее), расширить области применения способа термоса, увеличить температурные границы использования средств утепления бетона и их оборачиваемость без снижения качества возводимых конструкций.

Снижение трудозатрат, энергии и материалов при применении химических добавок могут частично компенсировать дополнительные затраты на бетонирование в зимних условиях.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП III-15-76. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. Правила производства и приемки работ. — М.: Стройиздат, 1976. — 127 с.
2. Ахвердов И. И., Каплан Э. Л. Механизм упрочнения бетона при его раннем замораживании // Второй международный симпозиум по зимнему бетонированию. — М.: Стройиздат, 1975. — Т. 2. — С. 14—22.
3. Миронов С. А., Лагойда А. В. Бетоны, твердеющие на морозе. — М.: Стройиздат, 1974. — 265 с.

УДК 624.071

П. И. БУРЛАЧЕНКО, канд техн. наук (Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

## К расчету сечений внецентренно сжатых элементов

При достаточно малых эксцентриситетах сжимающей силы, когда  $e \leq e_{гр}$  [1], предельное состояние (по прочности) внецентренно сжатых ненапряженных элементов, с сосредоточенной у противоположных граней арматурой, в соответствии с п. 3.10 СНиП 2.03.01—84, описывается формулами

$$N e \leq R_b S_b + R_{sc} S'_s; \quad (1)$$

$$N = R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s; \quad (2)$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left( \frac{\omega}{\xi} - 1 \right), \quad (3)$$

где  $S_b, S'_s$  — статические моменты сжатой площади бетона и арматуры  $S'$  относительно центра тяжести арматуры  $S$ .

Прочность внецентренно сжатых элементов по этим формулам определить несложно, поскольку число неизвестных ( $N, \xi, \sigma_s$ ) равно числу уравнений. При подборе же арматуры неизвестных четыре ( $A_s, A'_s, \xi, \sigma_s$ ), что превышает число уравнений. В этом случае задача подбора арматуры имеет бесчисленное множество решений, каждое из которых может быть найдено из уравнений (1...3) при произвольном задании одного из неизвестных. Остальные неизвестные могут оказаться как комплексными, так и действительными, положительными или отрицательными числами. Для практического проектирования представляют интерес действительные положительные корни выражений (1...3). При произвольном начальном задании неизвестных нет гарантии, что полученные в результате решения уравнений (1...3) значения площадей будут оптимальными и в сумме минимальными, даже если окажутся действительными и положительными числами.

Если задавать параметру  $\xi$  различные значения, соответствующие второму расчетному случаю внецентренного сжатия ( $\xi_R \dots h/h_0$ ), то с помощью уравнений (1...3) можно построить кривые зависимостей  $A_s, A'_s$  и  $\sigma_s$  от  $\xi$  (см. рисунок). Каждому заданному значению  $\xi$  соответствуют  $A_s, A'_s$  и  $\sigma_s$ , вместе с ним об-

разующие одно из решений системы уравнений (1...3). Из рисунка видно, что при некотором значении параметра  $\xi$  кривая  $A_s - \xi$  пересекает ось абсцисс, и значение  $A_s$  обращается в нуль. Таким образом, в каждом случае существует решение системы уравнений (1...3), при котором  $A_s = 0$ , при этом остальные неизвестные равны  $\xi = \bar{\xi}, A'_s$  и  $\sigma_s$ . Значения  $\xi = x/h_0 = \bar{\xi}$ , при котором  $A_s = 0$ , можно определить из формул (4), (6), (8) [1]. Положительными  $A_s$  являются на участке изменения  $\xi$  от  $\bar{\xi}$  до  $\omega$ , быстро возрастающая от 0 (при  $\xi = \bar{\xi}$ ) до  $\infty$  (при  $\xi = \omega$ ).

Найденные по методике [1, 2] величины  $A_s, A'_s$  и  $x = \xi h_0$  — одно из возможных решений системы (1...3), отличающееся от остальных минимальностью ( $A_s + A'_s$ ). Следовательно, правило, гласящее, что условием минимального суммарного расхода арматуры  $A_s + A'_s$  (в случае ее подбора при больших эксцентриситетах,  $e > e_{гр}$ ) есть  $\xi = \xi_R$  (или  $\xi = 0,55$  при  $\xi \geq 0,55$ ), при малых эксцентриситетах ( $e \leq e_{гр}$ ) дополняется правилом: условием минимума ( $A_s + A'_s$ ) является  $A_s = 0$ .

С учетом изложенного уравнения (1...3) запишутся в виде

$$N e \leq R_b S_b + R_{sc} S'_s; \quad (4)$$

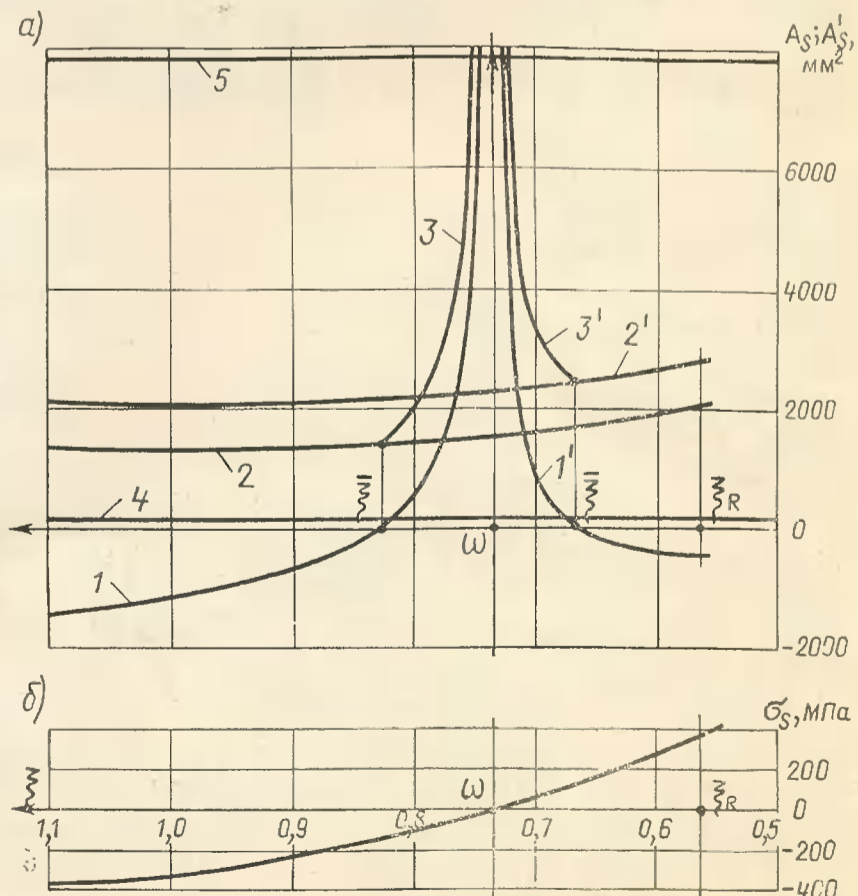
$$N = R_b A_b + R_{sc} A'_s; \quad (5)$$

$$A_s = 0. \quad (6)$$

Поскольку надобность в уравнении (3) при подборе арматуры отпадает, а уравнение равновесия моментов удобнее записать относительно центра тяжести арматуры  $S'$ , приходим к методике расчета, изложенной в работах [1, 2], отличающейся оптимальностью решения и снижением трудоемкости его нахождения. Уравнения (4...6) справедливы при  $h > x \geq \xi_R h_0$ .

В работе [3] изложены замечания по поводу статей [1, 2]. По мнению автора, отрицательное значение площади арматуры  $F_a$  (здесь обозначения по СНиП II-21-75) в выражениях (107) и (109) [4] не указывает на то, что она не нужна для обеспечения прочности сечения. Однако непонятно, для чего же эта арматура в таком случае нужна. А ведь речь идет именно о прочности сечения, и не рассматриваются другие требова-

Зависимости площадей арматуры (а) и напряжений (б) от  $\xi$ .  
 1—3 —  $A_s, A'_s, (A_s + A'_s)$  при  $\bar{\xi} > \omega$ ; 1' —  $A_s, A'_s, (A_s + A'_s)$  при  $\bar{\xi} < \omega$ ;  
 4 —  $A_s, \min(A'_s, \min)$ ;  
 5 —  $A_s, \max(A'_s, \max)$



ний (например, жесткость или трещиностойкость).

Далее автор статьи [3], начав с правильной цитаты из работ [1, 2] о том, что растягивающее усилие в арматуре  $A$  достигает нуля при некотором значении  $e$  и при  $\xi = \xi_R$ , подменяет рассмотрение понятия усилия в арматуре  $A$ , равного  $R_a F_a$ , рассмотрением напряжений  $\sigma_a$ . В формуле (67) СНиП II-21-75 речь идет о напряжениях в арматуре  $A$ , а не об усилиях в ней. В формулах же (1) и (2) [3] значения напряжений постоянны и равны расчетным сопротивлениям. Усилия в арматуре и бетоне, входящие в уравнения предельного равновесия (1), (2) [3], могут изменяться только вследствие изменения потребных для обеспечения прочности элемента величин площадей арматуры и бетона. Поэтому, когда  $R_a F_a = 0$ , то это значит, что обращается в нуль необходимая для обеспечения прочности элемента площадь растянутой арматуры  $F_a$  (см. рисунок).

Хотя, в соответствии со СНиПом, напряжение в арматуре  $S$  обращается в нуль при  $\xi = \omega$ , а следовательно, равно нулю и усилие в этой арматуре, но и при  $\xi = \xi_R$  усилие в арматуре  $S$  также будет равно нулю, ввиду уменьшения до

нуля значения площади арматуры  $A_s$ . В это же время при  $\xi = \xi_R$ , согласно формуле (67) СНиПа, напряжение в арматуре  $S$  не равно нулю.

Решив, что изложенная в источниках [1, 2] методика не может считаться приемлемой, автор работы [3] предлагает свою, однако легко убедиться, что она не имеет преимуществ перед изложенной в работах [1, 2], поскольку более трудоемка (предусматривает необходимость вычислять три граничных значения  $e$ , а не одно, решать кубические уравнения; содержит обилие промежуточных расчетных величин). Кроме того, подобранное решение системы уравнений (1...3), даже удовлетворяя им, не всегда дает минимальный суммарный расход арматуры, условием чего, как уже отмечалось, при  $e \leq e_{гр}$  является  $A_s = 0$ .

Изложенная в работах [1, 2] методика позволяет подбирать необходимую для обеспечения прочности внецентренно сжатых элементов арматуру  $S$  и  $S'$  кратчайшим путем. Для коротких элементов ( $l_0/r \leq 14$ ) необходимая площадь арматуры  $A_s$  и  $A'_s$  находится с первой попытки, а для элементов с гибкостью  $l_0/r > 14$  при учете изменяющейся с из-

менением армирования гибкости элемента — после нескольких итераций. Быстрому решению задачи способствует разрешение расчетных уравнений относительно искомых величин площадей арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ .

Предложенная в работах [1, 2] методика подбора арматуры соответствует СНиПу, отличается добротностью, поэтому ее следует рекомендовать проектировщикам для практического применения, а сомнение автора статьи [3] в отношении возможности решения рассматриваемой задачи иным способом кроме предлагаемой им слепой итерации — необоснованно.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бурлаченко П. И. Подбор арматуры элементов двутаврового профиля, внецентренно сжатых в плоскости симметрии // Бетон и железобетон. — 1984. — № 6. — С. 21—22.
2. Бурлаченко П. И. О подборе арматуры внецентренно сжатых элементов прямоугольного профиля // Бетон и железобетон. — 1982. — № 8. — С. 25—26.
3. Руденко В. В. Расчет сечений внецентренно сжатых элементов // Бетон и железобетон. — 1985. — № 10. — С. 29—30.
4. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М.: Стройиздат, 1978. — 328 с.

УДК 691.87-422:543.32

А. С. НЕЙМАРК, А. Л. ГУРЕВИЧ, кандидаты техн. наук, О. Ю. ВЕРЕМЕЕНКО, инж. (Куйбышевский инженерно-строительный ин-т)

## Расчет параметров жесткости стержневых элементов с учетом истории нагружения

При определении напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом неупругих свойств железобетона необходимо после каждого шага нагружения уточнять параметры жесткости отдельных элементов расчетной модели. Решение такой задачи в случае последовательного действия нагрузок, резко изменяющихся по величине и направлению, осложняется тем, что сжатая грань железобетонного элемента с трещиной может перейти в растянутую и наоборот. В СНиП 2.03.01—84 (формула 160) и других нормативных документах изгибная жесткость стержневого элемента на участке с трещинами определяется кривизной срединной поверхности и находится для сечения в целом, при этом

одновременно учитываются жесткостные характеристики как растянутой, так и сжатой градей сечения. Такой подход не позволяет следить за историей нагружения и кинетикой изменения параметров жесткости железобетонных элементов.

Авторами разработана методика, позволяющая учесть не только процесс образования трещин, но и возможность закрытия и трансформации одного типа трещины в другой, что приводит к восстановлению или снижению параметров жесткости рассматриваемого сечения. Алгоритм расчета параметров жесткости на изгиб ( $EI$ ) и на растяжение — сжатие ( $EF$ ) стержневых элементов прямоугольного сечения с учетом истории нагру-

жения, составленный в соответствии со СНиП 2.03.01—84, реализован в виде программы «Стержень-М» на ЕС ЭВМ. В соответствии с этой программой стержневой элемент разбивают на несколько равных участков поперечными сечениями, в которых подсчитывают усилия (изгибающий момент и нормальная сила) и проверяют условия образования того или иного типа трещин, основанные на теории ядровых моментов. Рассматривают возможность появления сквозных трещин, а также нормальных трещин на верхней и нижней гранях элемента. Для унификации вычисления момента трещинообразования при различных напряженных состояниях вводят коэффициент  $k_e$ , который в зависимости от эксцентрис-

тета нормальной силы изменяется от 1 для случая «чистого» растяжения до 1,75 для «чистого» изгиба [1].

Расчет жесткости  $EI_i$  и  $EF_i$  базируется на определении характеристик верхней  $\chi_{ni}$  и нижней  $\chi_{nl}$  зон сечения, которые устанавливаются в зависимости от деформированного состояния сечения элемента с трещиной. Они характеризуют разделять жесткость растянутой и сжатой зон. Характеристика растянутой зоны сечения при заданном армировании зависит от коэффициента  $\psi_s$ , учитывающего работу растянутого бетона на участке с трещинами и отражающего степень нарушения сцепления арматуры с бетоном. Характеристика сжатой зоны сечения связана в основном с высотой сжатой зоны бетона, которая, в свою очередь, зависит от действующих в сечении усилий. Параметры  $\chi_{nl}$  и  $\chi_{ni}$  в процессе нагружения элемента зависят от вида и интенсивности напряженного состояния сечения, т. е. от знаков, величин и соотношения изгибающего момента и нормальной силы. Поэтому для учета истории нагружения при расчете жесткости на каждом шаге нагружения эти характеристики сопоставляются с вычисленными ранее на предыдущем шаге нагружения, хранящимися в памяти ЭВМ. На нулевом шаге нагружения устанавливаются исходные (упругие) жесткости  $EI_0$  и  $EF_0$  стержневых элементов.

Более подробно рассмотрим алгоритм определения параметров жесткости в случае образования трещины на верхней грани стержневого железобетонного элемента (рис. 1). В зависимости от типа ранее образовавшейся трещины вычисленные при данном воздействии характеристики  $\chi_{nl}$  и  $\chi_{ni}$  сравниваются с аналогичными характеристиками того же сечения  $\chi_{nl}$  и  $\chi_{nl}$ , хранящимися в памяти ЭВМ. Если на данном шаге нагружения отмечается закрытие со стороны нижней грани ранее образовавшейся сквазной трещины, то при расчете  $EI_i$  и  $EF_i$  сечения используются большую из сопоставляемых характеристик  $\chi_{nl}$  и  $\chi_{nl}$  и вновь найденную характеристику  $\chi_{ni}$ .

Таким образом, для растянутой грани сечения на каждом новом шаге нагружения в расчете жесткости сечения используются наибольшее из всех ранее вычисленных значений параметра  $\psi_s$ , т. е. принимают, что сцепление арматуры с бетоном не восстанавливается. Высоту сжатой зоны сечения на каждом последующем шаге нагружения определяют заново, а в случае ее увеличения для сечения с ранее образовавшейся трещиной жесткость сечения согласно СНиП 2.03.01-84 восстанавливается не полностью.

Формула для определения  $\bar{E}F_i$  получена для стержневого элемента прямоугольного сечения как величина, обратная относительной продольной деформации средней поверхности сечения.

Обобщенные параметры жесткости стержневого элемента в целом определяют как средние асимптотические параметры  $EI_i$  и  $EF_i$  отдельных сечений, которыми был расчленен стержень [1]

$$\left. \begin{aligned} EI &= \frac{m}{\sum_{i=1}^m \frac{1}{EI_i}} \\ EF &= \frac{m}{\sum_{i=1}^m \frac{1}{EF_i}} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Такой метод расчета обобщенных параметров жесткости стержневых элементов дает наиболее точное совпадение при оценке прогиба эквивалентной балки, состоящей из  $m$  участков, методами строительной механики.

В качестве примера рассмотрим расчет напряженно-деформированного состояния железобетонной сферической оболочки радиусом средней поверх-

ности 23,1 м, толщиной 1,2 м. Сооружение армировано внутренней и внешней стержневой арматурой и облицовано стальным листом. Оболочка воспринимает следующие взаимосключающие эксплуатационные и аварийные нагрузки: избыточное внутреннее давление ( $p = 4,6$  МПа), перепад температуры ( $\Delta t = 60^\circ\text{C}$ ), внешняя локальная аварийная нагрузка ( $P = 11 \cdot 10^4$  кН).

В основу расчета напряженно-деформированного состояния оболочки положен шагово-итерационный процесс последовательного статического приложения нагрузки [2]. Сооружение моделировалось дискретной пластинчато-стержневой системой, параметры жесткостью элементов которой рассчитывались на каждом шаге с учетом фактического армирования и истории нагружения по программе «Стержень-М». При действии избыточного внутреннего давления в бетоне образуются сквозные трещины и жесткость оболочки обусловлена только жесткостью стержневой и листовой арматуры. Исходные (упругие) параметры жесткости при этом резко снижаются: в среднем для  $EI$  в 2,5 раза, а для  $EF$  в 5 раз. После снятия внутреннего давле-

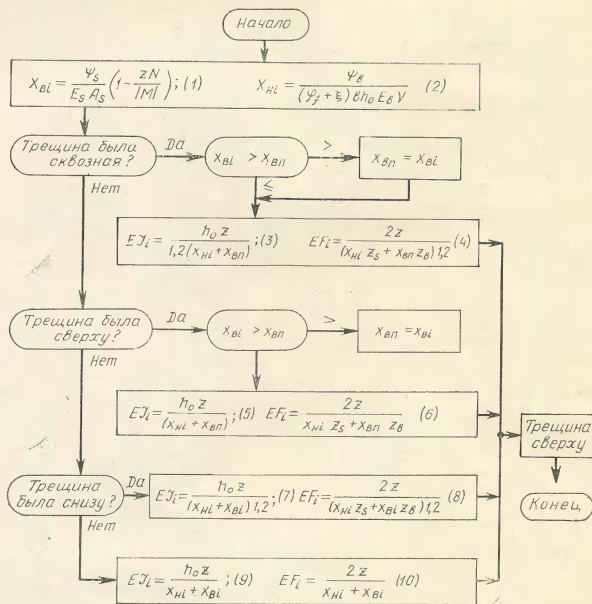


Рис. 1. Блок-схема расчета параметров жесткости в случае образования трещины сверху стержневого элемента

ния вследствие температурного перепада и действия собственного веса трещины частично закрываются со стороны внутренней поверхности оболочки, а параметры жесткости несколько восстанавливаются и составляют в среднем 0,5...0,6 для  $EI$  и 0,3...0,4 для  $EF$  исходных значений. При аварийном внешнем воздействии сооружение находится в сложном напряженном состоянии, при этом в зоне приложения нагрузки происходит раскрытие старых трещин со стороны внутренней поверхности, приводящее к вторичному снижению жесткости. Жесткость периферийных зон вследствие действия сжимающих усилий при этом повышается.

Учет истории нагружения приводит к существенному изменению расчетного напряженно-деформированного состояния оболочки. На рис. 2 приведены результаты определения нормальных сил в меридиональном  $N_\theta$  и кольцевом  $N_\phi$  направлениях и прогибов при локальном

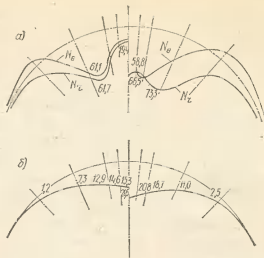


Рис. 2. Эпюры нормальных сил (а) и прогибов (б) в сферической железобетонной оболочке шлюза — без учета истории нагружения; справа — с учетом истории нагружения

внешнем воздействии в вершину сферической оболочки, полученные без учета и с учетом истории нагружения. Снижение жесткости стержневых элементов расчетной модели при действии избыточного внутреннего давления и их после-

дующее частичное восстановление привело к значительному росту (в 3,4 раза) нормальных сил в вершине оболочки (моментное состояние изменяется мало). Заметно возросла деформативность оболочки в целом, при этом прогибы в зоне приложения внешней нагрузки увеличились в 1,4 раза. Отметим, что более равномерное распределение внутренних усилий в оболочке приводит к уменьшению эксцентриситета нормальной сжимающей силы для наиболее нагруженных сечений, что многократно сказывается на их несущей способности.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гуревич А. Л. Определение обобщенных жесткостных параметров железобетонных стержней для расчета статически неопределимых конструкций с учетом нелинейных свойств материалов // Железобетонные конструкции. — Куйбышев: изд-во Госуниверситета. — 1979. — С. 63—67.
2. Расчет защитной оболочки АЭС по уточненному ударному импульсу с учетом деформационных свойств железобетона // Ю. Э. Сеидиков, А. Л. Гуревич, А. С. Неймарк и др. // Энергетическое строительство. — 1984. — № 2. — С. 28—30.

УДК 624.01.46:691.87:693.554

Н. А. МАРКАРОВ, д-р техн. наук, проф., Р. Ш. ШАРИПОВ, В. В. ФИГАРОВСКИЙ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

## Назначение припорной косвенной арматуры в преднапряженных конструкциях

Во избежание образования и раскрытия продольных трещин по концам участка элементов при передаче усилий обжатия в соответствии со СНиП 2.03.01—84 следует устанавливать поперечную и косвенную арматуру на длине не менее  $0,6l_p$ , или не менее 200 мм. Кроме того, необходимо ограничивать значения сжимающих напряжений в бетоне в стадии предварительного обжатия. Зная действительные величины  $l_p$ , можно определить и длину участка размещения косвенной арматуры  $l_k$ . При этом длину зоны передачи напряжений  $l_p$  рекомендуется устанавливать по формуле

$$l_p = \left( 0,25 \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + 10 \right) d. \quad (1)$$

Зависимость (1) не учитывает возможности образования продольных трещин и справедлива только для элементов, в которых не происходит раскол торцов [1]. Между тем, как показывает опыт изготовления преднапряженных конструкций,

продольные трещины отмечаются в некоторых типовых сериях. Поэтому возникает необходимость в расчете  $l_p$  также с учетом возможности образования этих трещин. Считается, что расчетная длина зоны  $l_p$  должна увеличиваться на длину продольной трещины.

В НИИЖБ исследовали напряженно-деформированное состояние концевых участков элементов при передаче усилия обжатия и последующем воздействии внешней нагрузки. В экспериментах варьировали диаметр напрягаемой арматуры ( $d=12...20$  мм), величину преднапряжения ( $\sigma_{sp}=575...950$  МПа), форму (прямоугольное и тавровое) и размеры поперечного сечения ( $b \times h=50 \times 100...120 \times 200$  мм — для прямоугольного сечения и  $b \times h \times h=90 \times 310, b'_1 \times h'_1=300 \times 40$  — для таврового), а также длину участка размещения ( $l_k=200...240$  мм) и количество косвенной арматуры ( $A_{sk}=0...11$  см<sup>2</sup>). Подробные параметры опытных образцов приведены в работе [2]. Для определе-

ния длины зоны  $l_p$  применяли магнитоупругую, ультразвуковую, тензорезистивную и другие методики.

Анализ полученных данных позволил выявить несоответствие расчетных длин зоны передачи напряжений  $l_p$ , подчиняющихся по формуле (1), фактическим данным (рис. 1). Установлено, что, начиная с момента образования продольных трещин  $\sigma_{sp}$  до преднапряжения  $\sigma_{sp}=750...950$  МПа, соответствующего классам арматуры А-V и А-VI, формула (1) при наличии продольных трещин недооценивает фактические величины  $l_p$  на 2...31%. Выявлено также, что на длину зоны  $l_p$  влияет и площадь косвенной арматуры  $A_{sk}$  концевых участков. Это влияние оказывается тем больше, чем меньше площадь данной арматуры — при площади арматуры, меньшей расчетной по формуле (2), отмечалось значительное возрастание длины зоны  $l_p$  — на 13...56%.

Так, при отсутствии косвенной арматуры при передаче преднапряжения



$\sigma_{sp} > 460$  МПа длина зоны  $l_p$  превосходила расчетные величины (см. рис. 1), что обусловлено значительным раскрытием продольных трещин ( $a_{erc} = 0,4...0,6$  мм). Указанное раскрытие трещин приводило к нарушению сцепления арматуры с бетоном и к полному раскалыванию опытных образцов при передаче преднапряжения  $\sigma_{sp} = 750...950$  МПа.

В результате исследований установлено, что с целью предотвращения нарушения сцепления арматуры с бетоном, обеспечения прочности анкеровки арматуры и ограничения ширины раскрытия трещин необходимо площадь косвенной арматуры  $A_{sk}$  принимать дифференцированно в зависимости от диаметра арматуры  $d$ , величин преднапряжения  $\sigma_{sp}$  и передаточной прочности бетона  $R_{bp}$  по формуле, приведенной в работе [2], которую можно представить в виде

$$A_{sk} = \varphi_n \frac{[\varphi_d n \left( \frac{N_{sp}}{a_{erc} 2} \right)^2]}{E_s E_b} \quad (2)$$

где  $N_{sp}$  — усилие в преднапряженном стержне;  $a_{erc2}$  — предельно допустимая ширина раскрытия продольных трещин, наименьшая из двух величин:  $0,01 d$  и  $0,2$  мм (при  $d \geq 25$  мм вместо  $a_{erc2}$  следует принимать  $0,01 d$ );  $n$  — число преднапряженных стержней в горизонтальном ряду при групповом размещении арматуры (при одиночном армировании  $n = 1$ );  $\varphi_n$  — коэффициент:

$$\varphi_n = \frac{n+1}{2n} \geq 0,7;$$

$\varphi_d$  — коэффициент, учитывающий увеличение расхода арматуры при увеличении диаметра и принимаемый для арматуры:

$d$ , мм	$\varphi_d$
10; 12	1,0 (1,4)*
14; 16	1,4 (2,0)
18; 20	1,4 (2,0)
28; 40	2,0 (2,6)
	3,0 (3,8)

\* Значения, указанные в скобках, принимаются при  $\sigma_{sp} \geq 750$  МПа.

$E_s, E_b$  — модуль упругости косвенной арматуры и начальный модуль упругости бетона, принимаемый для передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ .

Если на концевых участках элементов в пределах длины  $l_b$  размещена дополнительная поперечная или косвенная арматура, принимаемая согласно СНиП 2.03.01—84, а также анкерные стержни закладных опорных деталей, то при отсыскании требуемого количества косвенной арматуры  $A_{sk}^*$  следует из площади  $A_{sk}$ , подсчитанной по формуле (2), исключить площадь указанной дополнительной арматуры, т. е.

$$A_{sk}^* = A_{sk} - A_{sk}(A_{sy}) - A_{sw} - A_{an} - A_{sd}, \quad (3)$$

где  $A_{sk}(A_{sy})$ ,  $A_{sw}$ ,  $A_{an}$ ,  $A_{sd}$  — площадь

арматуры по пп. 3.22, 3.31, 5.14, 5.58 СНиП 2.03.01—84.

Как показали эксперименты, превышение площади  $A_{sk}$  сверх расчетной по формуле (2) не влияло на длину зоны  $l_p$ , а уменьшение площади  $A_{sk}$  приводило к увеличению длины зоны  $l_p$  (на 13...56%), к значительному раскрытию и развитию продольных трещин, превышающих допустимые значения ширины ( $a_{erc2} = 0,01d$ ;  $a_{erc2} = 0,2$  мм) и длины ( $l_{erc2} = 13d$ ;  $l_{erc2} = 260$  мм), и к нарушению анкеровки арматуры в бетоне. При площадях  $A_{sk}$ , подсчитанных по формуле (2), отмечалось наибольшее соответствие фактических величин  $l_p$  (см. рис. 1) расчетным. Причем при  $\sigma_{sp} < 760...830$  МПа отмечалось превышение расчетных величин над фактическими (на 25...33%), а при  $\sigma_{sp} > 760...830$  МПа, напротив, расчетные величины  $l_p$  были меньше фактических (на 2...31%).

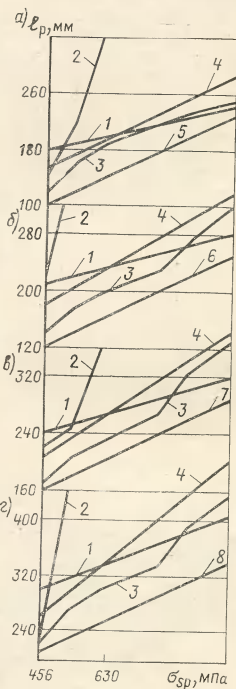


Рис. 1. Длина зоны передачи напряжений  $l_p$  в зависимости от величины преднапряжения  $\sigma_{sp}$  по формуле (1); 2 — фактическая при площади  $A_{sk} = 0$ ; 3 — то же, при площади  $A_{sk}$ , рассчитанной по формуле (2); 4 — по формуле (8); 5 — для  $d=12$ ; 6 — для  $d=14$ ; 7 — для  $d=16$ ; 8 — для  $d=20$  мм

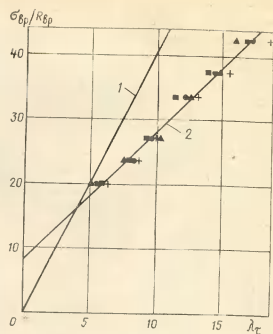


Рис. 2. Зависимость относительной длины зоны передачи напряжений  $\lambda_\tau$  от передаточного преднапряжения  $\sigma_{sp}$   
1 —  $0,25 \sigma_{sp} / R_{bp}$ ; 2 —  $0,5 \sigma_{sp} / R_{bp} - 4$ ;  
▲ —  $d=12$ ; ● —  $d=14$ ; + —  $d=16$ ; ■ —  $d=20$  мм

При установлении зависимости для определения длины зоны  $l_p$  использовались методы математической статистики. Из работы [1] известно, что для установления закономерности изменения длины зоны  $l_p$  на основе экспериментальных данных следует оперировать относительной длиной зоны передачи напряжений  $\lambda_p = l_p / d$  и учитывать влияние геометрических размеров образцов (относительных их ширины  $\lambda_c = c/d$ , которая в опытных образцах изменялась от 3,6 до 4,5).  $\lambda_p$  представляет собой сумму двух величин

$$\lambda_p = \lambda_\tau + \lambda_c, \quad (4)$$

где  $\lambda_\tau$  — относительная длина зоны передачи напряжений, зависящая от сил сцепления, которую находили как разность  $\lambda_p - \lambda_c$ .

Характер изменения  $\lambda_\tau$  с ростом параметра  $\sigma_{sp} / R_{bp}$  представлен на рис. 2 для различных диаметров арматуры. Очевидно, что линия регрессии близка к прямой, описываемой зависимостью

$$\lambda_\tau = 0,5 \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} - 4. \quad (5)$$

При анализе соответствия расчетных и опытных значений и степени их статистической изменчивости (рис. 3) установлено, что средние опытные значения близки к расчетным, а среднее квадратическое отклонение составляет  $S = 1,17$ . Поэтому  $\lambda_\tau^2$  с доверительной вероятностью  $P = 0,977$ , как это было принято при выводе формулы (1) норм, можно определять, если к ее среднему значению прибавить два стандарта  $S$  (с округлением до 3):

$$\lambda_\tau^2 = \lambda_\tau + 2S = 0,5 \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} - 1. \quad (6)$$

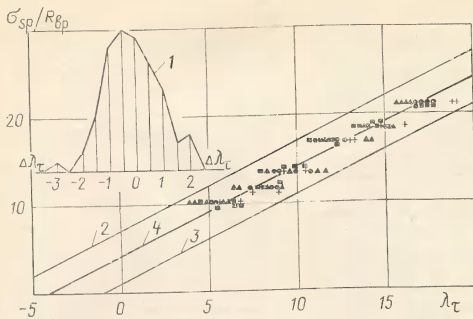


Рис. 3. Сопоставление расчетных значений относительной длины зоны передачи напряжений  $\lambda_{\tau}$  с фактическими и распределение отклонений опытных значений от расчетных. 1 — распределение отклонений опытных значений от расчетных; 2, 3 — границы доверительного интервала; 4 — расчетные значения. Условные обозначения см. на рис. 2

Поскольку из опытов  $\lambda_{\tau} \approx 4$ , то

$$\lambda_p = 0,5 \frac{\sigma_{sp}}{R_{b,p}} + 3; \quad (7)$$

$$l_p = \left( 0,5 \frac{\sigma_{sp}}{R_{b,p}} + 3 \right) d. \quad (8)$$

Зависимость (8) представлена на рис. 1. Формула (8) лучше отражает соответствие расчетных величин  $l_p$  опытным данным. При этом устраняется установленный запас (25...33%), который отмечается при расчете длины  $l_p$  по формуле (1) при  $\sigma_{sp} < 760...830$  МПа, и покрывается дефицит длины  $l_p$  (2...31%) при  $\sigma_{sp} > 760...830$  МПа. Формула (8) также более универсальна, поскольку позволяет вести расчет  $l_p$ , в том числе и с учетом

образования продольных трещин ограниченной длины и ширины. Установление длины зоны  $l_p$  по формуле (8) позволяет правильно выбирать и длину размещения косвенной арматуры  $l_k = 0,6 l_p$ .

Хотя в некоторых случаях необходимо увеличивать расчетную длину  $l_k$  в целом можно выявить резервы косвенной арматуры вследствие дифференцированного назначения ее площади  $A_k$  и снижения длины размещения  $l_k$ .

Испытания опытных образцов, в которых косвенные участки были заармированы в соответствии с рекомендуемыми значениями площади  $A_k$  и длины размещения  $l_k$  косвенной арматуры на действие внешней нагрузки, показали, что

обеспечивалась прочность анкеровки преднапряженной арматуры на всем протяжении загрузки вплоть до разрушения. При этом параметры продольных трещин ( $a_{cr}$ ,  $l_{cr}$ ) оказались в допустимых пределах [2].

#### Выводы

В преднапряженных конструкциях со стержневой арматурой рекомендуется рассчитывать длину зоны передачи напряжений  $l_p$  и участка размещения косвенной арматуры  $l_k$  с учетом возможности образования продольных трещин ограниченной длины и ширины  $a_{cr}$  по формуле (8). Как показывают расчеты при образовании продольных трещин ограниченной длины и раскрытия зоне  $l_k$  не возрастает на длину трещины, поскольку и на участке с трещиной сохраняется усиление арматуры с бетоном.

В типовых сериях преднапряженных конструкций косвенная арматура размещается в некоторых случаях на полной длине зоны  $l_p$ . Поэтому назначение длины участка размещения косвенной арматуры  $l_k$  с учетом предложенного расчета длины зоны  $l_p$  по формуле (8) позволяет получить экономно стали до 15...20%.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Л. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Ю. П. Гуца и др. — М.: Стройиздат, 1978. — 208 с.
2. Марквард П. А., Шарипов Р. Ш. Прочность и трещиностойкость концевых участков преднапряженных конструкций из Бетон и железобетон. — 1985. — № 10. — С. 31—33.

## На ВДНХ СССР

### Линия по производству блоков стен подвалов

На межотраслевой выставке «Дальнейшее развитие индустриализации и повышение производительности труда в капитальном строительстве» на ВДНХ СССР показана разработанная Киевским филиалом КТБ Стройиндустрии Мингорстроя СССР технологическая линия по производству блоков стен подвалов.

Линия состоит из кофeyера возврата поддонов-тележек, бункера-накопителя, разравнивающей поронки, скользящей опалубки на два-четыре изделия, передаточных тележек, кофeyера выдерживания и термообработки изделий, уст-

ройства чистки и смазки поддонов. Линия обслуживается козловым краном.

Поддон-тележка через посты чистки и смазки толкателем подается на пост формирования, оснащенный ленточным конвейером подачи бетонной смеси из БСУ в бункер-накопитель. Отформованное и немедленно распалубленное изделие на поддоне-тележке передающим устройством и толкателем подается в тушальную камеру непрерывного действия. Отсюда передаточным устройством оно направляется на конвейер возврата, где снимается козловым краном и складывается или грузится на автотранспорт.

Техническая характеристика линии такова. Годовая производительность 20000 м<sup>3</sup>; цикл формирования 16 мин. Режим термообработки 12 ч, число камер 2; установленная мощность токоприемников 86,1 кВт. Масса технологиче-

ского оборудования 77 т, в том числе буртобвески 5 т.

Сметная стоимость линии — 563,54 тыс. р. Трудоёмкость на годовую объем производства изделий достигает 49,424 тыс. чел.-ч. Расход стали при этом составляет 28,2 тыс. кг, цемента марки 300—4560 тыс. кг. Для изготовления годового объема продукции требуется 632,783 тыс. кг условного топлива, расход электроэнергии составляет 216,841 тыс. кВт-ч, теплоэнергии — 4,243 тыс. Гкал. Себестоимость 1 м<sup>3</sup> изделий — 17,52 р.

Линия внедрена на заводе ЖБИ № 4 производственного объединения Криворожжелезобетон. Экономический эффект от внедрения составил 101400 р.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 252054, Киев, ул. Воробьёвского, 22, Киевский филиал КТБ Стройиндустрия.

УДК 681.64.003

Ю. А. РОГАТИН, канд. техн. наук, В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

## Методика расчета потребности в добавках для бетона и железобетона

Примесные химических добавок является одним из наиболее перспективных направлений повышения эффективности бетона и железобетона. В 1985 г. этих материалов с химическими добавками в СССР было выпущено почти 100 млн. м<sup>3</sup>, или около 40% годового объема их производства. При этом было использовано более 350 тыс. т химических добавок в пересчете на сухое вещество, в том числе пластифицирующе-воздухововлекающих и воздухововлекающих более 110 тыс. т, ускорителей твердения, включая противоморозные добавки, около 240 тыс. т, суперпластификаторов различных химических составов около 5 тыс. т.

Расчет потребности в добавках для бетона и железобетона очень важен, поскольку их применение способствует снижению расхода материалов, уменьшению трудозатрат, улучшению условий труда при выполнении бетонных работ, повышению эксплуатационных свойств конструкций и изделий (морозостойкости, водо- и газонепроницаемости, коррозионной стойкости и т. д.). Кроме того, расчет необходим для планирования развития и расширения предприятий химической промышленности, выпускающих такие материалы.

Расчет перспективной потребности в добавках основан на кратко-, средне- и долгосрочных прогнозах развития и совершенствования бетона и железобетона в различных видах строительства, а также применения цемента. Он базируется на методе прямого счета, т. е. на перспективных объемах производства и применения этих материалов и среднего их расхода на 1 м<sup>3</sup> бетона и железобетона различных видов.

В табл. 1 приведен усредненный расход ф-х добавок, исходя из использования в бетонной смеси усредненного расхода портландцемента марки 400 с минеральными добавками [1]. В *l*-м году усредненный расход ф-й добавки на 1 м<sup>3</sup> бетона и железобетона *i*-го вида рассчитывается по формуле

$$N_{\Phi}^i = N_{b_j}^i \cdot 1,005 \Delta \psi^i; \quad (1)$$

здесь

$$\Delta \psi^i = \sum_{\psi=1}^{\psi=n} P_{\psi}^i \cdot 10^{-2}, \quad (2)$$

где  $N_{b_j}^i$  — усредненный расход портландцемента марки 400 с минеральными добавками на 1 м<sup>3</sup> бетона и железобетона *i*-го вида в *l*-м году;  $\Delta \psi^i$  — коэффициент удельного расхода в массе сухого вещества  $\psi$ -й добавки относительно расхода цемента в 1 м<sup>3</sup> бетонной смеси в *l*-м году;  $P_{\psi}^i$  — доза ф-й добавки или группы добавок в массе сухого вещества от расхода цемента в *l*-м году [2, 3]; *n* — номер ф-й добавки.

Потери и отходы ф-х добавок, включая естественную убыль материалов при перевозке и хранении, определяются в размере 0,5% массы сухого вещества. Классификация существующих ф-х добавок принята [3].

При использовании цемента других видов усредненный расход ф-й добавки в *l*-м году определяется по формуле

$$N_{\psi_j}^i = N_{\psi_j}^i k_{пр \psi}, \quad (3)$$

где  $k_{пр \psi}$  — обобщенный коэффициент приведения ф-й добавки по массе в зависимости от цемента применяемого *i*-го вида (табл. 2).

Таблица 1

Вид материала	Усредненный расход, добавок, кг/м <sup>3</sup>	Структурный коэффициент по виду цемента, в табл. КСсб	КСсб	
			по способу изготовления	по заводским
<b>Бетон</b>				
Сборный	Тяжелый	0,94/1,02	0,7/0,65	
	Легкий	0,75/1,01	0,9/0,23	
	Ячеистый	0,54/1,12	0,1/0,12	
Монолитный	Тяжелый	3,65/2,34	0,98/0,96	
	Легкий	3,45/1,95	0,02/0,04	
<b>Железобетон</b>				
Сборный	Тяжелый	2,07/3,59	0,76/0,66	
	обычный	2,6/3,02	0,53/0,46	
	преднапряженный	2,40/4,30	0,21/0,20	
	Легкий	1,76/3,10	0,20/0,29	
	обычный	1,65/3,12	0,18/0,22	
Монолитный	преднапряженный	2,60/3,02	0,02/0,07	
	Ячеистый	1,16/1,92	0,03/0,04	
	Тяжелый	8,06/4,56	0,91/0,88	
Монолитный	обычный	8,00/4,45	0,80/0,84	
	преднапряженный	11,64/6,84	0,02/0,04	
	Легкий	6,76/4,32	0,09/0,12	

Примечание. Перед чертой — данные 1985 г.; после чертой — 1990 г.

Влияние марки цемента *i*-го вида на усредненный расход ф-й добавки на 1 м<sup>3</sup> бетонной смеси учитывается умножением  $N_{\psi_j}^i$  на соответствующий коэффициент

Таблица 2

Вид цемента	Коэффициент приведения добавок по массе в расчете на сухое вещество $K_{пр \psi}$											
	Пластификаторы		суперпластификаторы	пластифицирующе-воздухововлекающие		воздухововлекающие	газобурозующие	ускорители твердения		противоморозные		
	СЛВ	ВРП-1	С-2, М-2, АР, 10-03	ННЖ, ВЛЖ, ПЖЖ-10, ПЖЖ-11	ПАЦ-1	СНВ, СПД	ГЛЖС-04, ПГЭН	НА, СН	НЖ, ВНЖ, НН, ННЖ	МТ, П, ХН, ПН, СНЖ		
Портландцемент	0,95	0,95	3,90	0,95	0,95	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
То же, с минеральными добавками	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
То же, специального назначения	0,75	1,25	1,10	0,65	1,0	0,65	1,0	0,9	1,25	1,0		1,0
Шлакопортландцемент	1,25	1,65	1,10	1,0	1,0	1,0	1,0	1,25	1,25	1,0		1,0
Пуццолановый	1,25	1,65	1,45	1,0	1,0	0,7	1,0	1,4	1,25	1,25		1,0

Примечание. За эталон принят портландцемент с минеральными добавками. При этом  $K_{пр \psi}$  рассчитывается по формуле  $K_{пр \psi} = 1 - K_{пр \psi}$ .

Таблица 3

Вид добавок	Класс добавок	$k_c^t \psi$	$k_c^t \psi_j \cdot 10^{-3}$			
			в бетоне		в железобетоне	
			сборным	монолитным	сборным	монолитным
Регуляторы реологических свойств	Суперпластификаторы	0,01 0,30	2,90 58,29	— 28,71	7,10 142,71	— 70,29
	Пластификаторы	0,16 0,40	15,31 38,28	31,09 77,72	37,49 93,72	76,11 190,28
	Пластифицирующие-воздухововлекающие модификаторы	0,09 0,05	6,75 3,75	19,35 10,75	44,55 24,75	19,35 10,75
	Замедлители твердения	— 0,05	— —	— 14,50	— —	— 35,50
	Ускорители твердения	0,14 0,05	13,44 4,80	27,16 9,70	32,76 11,70	66,64 23,80
Регуляторы процессов схватывания и твердения	Противоморозные	0,54 0,06	— —	156,60 17,40	— —	388,40 42,60
	Воздухововлекающие	0,05 0,06	3,75 4,50	10,75 12,90	24,75 29,70	10,75 12,90
Регуляторы структуры	Газообразующие	0,01 0,01	0,96 0,96	1,94 1,94	2,34 2,34	4,76 4,76
	Гидрофобизирующие	— 0,01	— —	— 6,70	— —	— 3,30
	Уплотняющие	— 0,01	— 0,75	— 2,15	— 4,95	— 2,15
	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—

Примечание. Над чертой — данные 1985 г.; под чертой — 1990 г.

ент: цемент марки 300 — на 1,1; 400 — на 1,0; 500 — на 0,9; 550 — на 0,87 и 600 — на 0,8 [4].

Потребность в  $\psi$ -х добавках для бетона и железобетона  $j$ -го вида в  $t$ -м году вычисляется по формуле

$$Q_j^t = \sum_{\psi=1}^{\psi=n} k_c^t \psi_j \bar{N}_{\psi_j}^t W_j^t, \quad (4)$$

где  $k_c^t \psi_j$  — структурный коэффициент применения  $\psi$ -й добавки в  $t$ -м году (табл. 3);  $W_j^t$  — объем производства бетона и железобетона  $j$ -го вида в  $t$ -м году.

Структурный коэффициент применения  $k_c^t \psi$  определен из условия рационального использования добавок в составе соответствующих конструкций и изделий, выполняемых из бетонов  $j$ -х видов.

В необходимых случаях можно учесть региональный фактор качества крупных и мелких заполнителей, влияющий на расход цемента, а следовательно, и  $\psi$ -й добавки в  $1 \text{ м}^3$  бетона и железобетона  $j$ -го вида. Для этого случая формула (3) представляется в виде

$$\bar{N}_{\psi}^t = k_{\text{пр}\psi} k_{\text{р}} N_{\psi_j}^t, \quad (5)$$

где  $k_{\text{р}}$  — региональный коэффициент качества заполнителей [4].

При отсутствии данных по объемам

применения бетона и железобетона  $j$ -го вида в  $t$ -м году целесообразно использовать структурные коэффициенты по виду материала ( $k_c^t \psi_j$ ), соответствующие объемно-массовым (см. табл. 1). При этом формула (4) будет иметь вид

$$Q_j^t = \sum_{\psi=1}^{\psi=n} k_c^t \psi_j k_c^t \psi_j \bar{N}_{\psi_j}^t W_j^t, \quad (6)$$

где  $W_j^t$  — объем производства материала  $j$ -го вида по способу изготовления в  $t$ -м году.

Снижение расхода добавок в пересчете на сухое вещество в  $t$ -м году относительно базисного года можно оценить по формуле

$$V_j^t = \sum_{\psi=1}^{\psi=n} 0,07 k_c^t \psi_j \bar{N}_{\psi_j}^t W_j^t. \quad (7)$$

Коэффициент 0,07 учитывает изменение средней марки (класса) бетона по стране, а также усредненного расхода цемента на  $1 \text{ м}^3$  материала  $j$ -го вида в  $t$ -м и базисном годах. В данном случае за  $t$ -й год принят 1990 г., за базисный — 1985 г.

Увеличение среднего расхода добавок в сборном бетоне и железобетоне в 1990 г. объясняется расширением внедрения суперпластификаторов с более высоким расходом относительно пластифицирующих добавок, а уменьшение в монолитном —

в основном, применением эффективных противоморозных добавок.

Методика предназначена для расчета потребности в химических добавках для бетона и железобетона на уровне министерств, ведомств, главков и приравненных к ним организаций. Принятая номенклатура  $\psi$ -х добавок охватывает наиболее рациональные существующие классы и подклассы с учетом их использования в составе комплексных. Распространяя принцип линейной интерполяции на усредненный расход  $\psi$ -х добавок на  $1 \text{ м}^3$  в зависимости от материала  $j$ -го вида (см. табл. 1), можно рассчитать потребность и экономию добавок на любой год текущей пятилетки.

Эффективность применения  $\psi$ -й добавки, в том числе комплексной, в бетоне и железобетоне  $j$ -го вида следует оценивать при условии  $R_b = \text{const}$ , где  $R_b$  — проектная прочность (класс) бетона конструкции или изделия, соответствующая призмной в возрасте 28 сут нормально-го твердения.

Производительность труда при формировании бетонных и железобетонных конструкций или изделий от введения добавок или их групп повысится при соблюдении неравенства

$$r < 0,8 \frac{C R_b}{P_1}, \quad (8)$$

где  $r$  — трудозатраты формовочной бригады;  $C$  — число рабочих дней линии или участка в году;  $R_b$  — численность действующей формовочной бригады в 1 сут по линии или участку;  $P_1$  — годовая производительность действующей линии или участка.

Если введение добавок или их групп изменяет существующий режим тепловой обработки изделий, то экономно топливно-энергетических ресурсов можно определить по формулам:

$$\begin{aligned} &\text{при тепловлажной обработке} \\ \Delta T_{\text{т.о}} &= V_3 C \left\{ \frac{[1,39(t_1 - t_2) + 3,72]}{[(t_1 - t_2) + 5,16]} \times \right. \\ &\quad \left. \times \frac{[(v_2 - v_3) - 2,50]}{[(v_1 - v_2) - 0,06]} \right\}; \quad (9) \end{aligned}$$

при использовании противоморозной добавки

$$\begin{aligned} \Delta T_{\text{м}} &= V_3 C \times \\ &\quad \times \left[ \frac{(1,39 t_1 + 3,72)(v_1 - 2,50)}{(t_1 + 5,16)(v_1 - 0,06)} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{(t_2 - 4)(1,35 - 0,054 \bar{\theta})}{t_2 + 8,64} \right], \quad (10) \end{aligned}$$

где  $t_1$  и  $t_2$  — время набора заданной прочности бетона (отпусковой, передаточной, распулбной, проектной) при тепловой обработке, соответственно при действующем и новом режиме;  $v_1$  и  $v_2$  — общий цикл ТВО соответственно при действующем и новом режиме;  $\bar{\theta}$  — рас-

ческая отрицательная температура твердения бетона;  $V_0$  — удельный расход условного топлива на пропаривание или электропрогрев.

Ориентироваться на уменьшение расхода цемента (при сохранении его вида и марки) при введении добавок или их групп в бетонную смесь можно, соблюдая неравенство

$$C_{ц_i} > 3,2 N_{\psi} \left( 0,3 \frac{C_{\psi}}{\Delta N_{ц_i}} + \frac{1}{N'_{ц_i}} \right), \quad (11)$$

а на снижение марки цемента (на одну или более) — при сохранении его вида

$$\Delta C_{ц_i} > 3,2 \frac{N_{\psi}}{N'_{ц_i}} (0,3 C_{\psi} + 1); \quad (12)$$

здесь

$$\begin{aligned} \Delta N_{ц_i} &= N'_{ц_i} - N''_{ц_i}, \\ \Delta C_{ц_i} &= C_{ц_i} - C_{ц_i}(\eta - m); \end{aligned}$$

где  $C_{ц_i}$  — стоимость 1 т цемента  $i$ -го вида и  $\eta$ -й марки;  $N_{\psi}$  — расход  $\psi$ -й добавки в пересчете на сухое вещество на 1 м<sup>3</sup> бетонной смеси;  $N'_{ц_i}$  — экономия цемента  $i$ -го вида и  $\eta$ -й марки;  $N''_{ц_i}$  и

$N''_{ц_i}$  — расход цемента  $i$ -го вида и  $\eta$ -й марки на 1 м<sup>3</sup> смеси соответственно без добавки и с добавкой, включая комлексную;  $m$  — номер цемента  $\eta$ -й марки.

Улучшение эксплуатационных свойств конструкций и изделий с добавками или их групп оценивается только при предъявлении к ним специальных требований по морозостойкости, водо- и газонепроницаемости и т. д. При предъявлении комплекса таких требований (например по морозостойкости и газонепроницаемости или морозостойкости и водонепроницаемости и т. д.) эффект от действия  $\psi$ -й добавки учитывается минимальным значением на одно из эксплуатационных требований. В этом случае следует выполнять неравенство

$$C'_{k_i} < C_{k_i} \frac{1}{\psi} + E_n \left( K_i \frac{1}{\psi} - K'_i \right); \quad (13)$$

здесь

$$\varphi = \frac{\delta_i}{\delta'_i} \leq 1,0,$$

где  $C_{k_i}$  и  $C'_{k_i}$  — стоимость соответственно применявшейся и улучшенной добавкой

конструкций;  $\delta_i$  и  $\delta'_i$  — эксплуатационная характеристика конструкции или изделия без добавок (или их групп) и с их применением;  $K_i$  и  $K'_i$  — одновременные капитальные вложения соответственно в производство применявшейся и улучшенной добавок конструкции;  $E_n$  — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений по СН 509-78.

С учетом конкретных условий применения добавок их технико-экономическую оценку можно производить в соответствии с [5].

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рогаткин Ю. А., Малинина Л. А. Методика расчета потребности и планирования экономии цемента в Бетон и железобетон. — 1986. — № 2. — С. 37.
2. Руководство по применению химических добавок в бетоне. — М.: Стройиздат, 1981. — 55 с.
3. Справочник по производству сборных железобетонных изделий / Под ред. К. В. Михайлова и А. А. Филомеева. — М.: Стройиздат, 1982. — С. 41—43.
4. Рогаткин Ю. А., Дмитриев А. С. Методика расчета потребности заполнителей с учетом регионов строительства // Бетон и железобетон. — 1986. — № 11. — С. 24.
5. Рекомендации по технико-экономической оценке применения добавок в бетоне. — М.: НИИЖБ, 1985. — 81 с.

## Вопросы качества

УДК 666.973

Б. О. БАГРОВ, канд. техн. наук, Т. Д. ВАСИЛЬЕВА, инж. (НИИЖБ);  
Г. Н. НУДЕЛЬ, канд. техн. наук, В. С. ЧЕРНЯВСКИЙ, Л. Г. БОРОДАВКИНА,  
инженеры (УралпромстройНИИпроект)

## О повышении прочности газозолотона

На Свердловском заводе ЖБИ им. Ленинского комсомола изготавливают стеновые панели из газозолотона для жилых зданий с использованием золы-уноса Богословской и Красногорской ТЭЦ, которые по существующей классификации относятся к кислым золам.

Введенный в эксплуатацию в 1961 г. цех газозолотонных панелей в течение последних лет был одним из лучших в стране. Переходя, по тому времени, технология, примененная в заводской практике, позволила поддерживать довольно высокие темпы роста производительности труда и снизить плотность панелей до 650...670 кг/м<sup>3</sup> при марке М 35.

НИИЖБ совместно с Уральским ПромстройНИИпроект разработаны и опробованы в производственных условиях технологические мероприятия, позволяющие получить газозолотон повышенной

прочности. Для этого в заводских условиях были проведены промышленные испытания технологических рекомендаций, включающих постоянное применение наиболее эффективной золы-уноса Красногорской ТЭЦ, а также различных добавок, позволяющих в существующих условиях получить газозолотон повышенной прочности.

Следует отметить, что наиболее целесообразной, с технологической точки зрения, является стабилизация свойств исходных сырьевых материалов (использование извести, портландцемента), удовлетворяющих требованиям СН 277-80, и золы Красногорской ТЭЦ. Проверка этих технологических положений на заводе показала возможность получения ячеистого бетона марки М 35 с пониженной плотностью ( $P_{л} = 600$  кг/м<sup>3</sup>). Необходимым условием этого является закрепление заво-

да за постоянными поставщиками указанных материалов, которые должны соответствовать нормативным требованиям.

При существующих условиях снабжения предприятия сырьем получить аналогичный эффект позволяет применение в качестве добавок стабилизированного латекса СК-65 ГП, меланоформальдегидной аноинактивной растворимой смолы (МФАС-Р100-11) и щелочных добавок, а также совместный помол известки с золой-уносом.

Основные свойства испытанных образцов газозолотона с добавками приведены в таблице. Опробование в производственных условиях совместного помола комовой известки с частью золы-уноса показало из-за использования лахуудной золы-уноса Богословской ТЭЦ незначительный эффект, но даже в этом случае удалось снизить плотность изделий с повышением их прочности на 5% по срав-

нению с контрольными. Такой незначительный прирост прочности объясняется применением известия низкого качества.

Данные таблицы свидетельствуют о том, что применение различных добавок при замене золы-уноса Богословской ТЭЦ более качественной золой-уносом Красноярской ТЭЦ позволили снизить плотность изделий с одновременным повышением прочности.

Проверка морозостойкости газозолобетонных образцов, изготовленных с применением технологических рекомендаций, направленных на повышение качества газозолобетона, показала ее соответствие требованиям нормативных документов.

Было установлено, что качественный

Вид добавки	Плотность, кг/м <sup>3</sup> *	Прочность, МПа	Прочность при сжатии, приведенная к $P_{100} = 600 \text{ кг/м}^3$ , МПа
—	655	4,76/1,14*	3,99
Латекс СКК-65 ГП	608	5,73/1,81	5,5
МФАС-Р100-П	635	5,58/1,25	4,98
МФАС-Р100-П+исключительный компонент	625	5,8/—	5,35

\* Перед чертой — при сжатии, после черты — при изгибе в сухом состоянии.

УДК 691.327:693.548.6

Ю. Л. ИЗОТОВ, канд. техн. наук, Н. Г. ЛАПШИН, В. В. ЛЕБЕДЬ, В. А. ПРУСАКОВ, инженеры (Днепропетровский филиал НИИСП)

## Контроль удобоукладываемости раствора для фактурного слоя изделий

Одним из путей достижения эффективности строительства зданий различного назначения является повышение степени заводской готовности сборных железобетонных элементов.

Для большой номенклатуры изделий — стеновых панелей, комплексных панелей перекрытий, перегородок и других стенов заводской готовности определяется качеством лицевых поверхностей, предназначенных под окраску или отделку обоями и другими материалами.

На предприятиях стройиндустрии наиболее широко распространено горизонтальное формирование таких изделий с применением формовочных агрегатов, оборудованных калибрующими роликами, заглаживающими рейками или дисками. Производственный опыт показал, что при использовании этих устройств не достигается требуемого качества поверхностей изделий, формируемых из тяжелого и легкого бетона оптимальных составов. В связи с этим в изделиях для получения качественной верхней поверхности категории А<sub>4</sub> и выше фактурный слой, как правило, изготавливают из цементно-песчаного раствора без неорганического пластификатора (извести или глины). Качество заглаженной поверхности фактурного слоя зависит от консистенции или удобоукладываемости (подвижности) раствора. Увеличение или уменьшение подвижности раствора по сравнению с оптимальной приводит к ухудшению качества поверх-

ности — образованию разрывов, повышению шероховатости и др. Оптимальная подвижность раствора для фактурного слоя находится в пределах, при которых возникают трудности в ее определении существующими методами.

Стандартная методика оценки подвижности раствора по погружению эталонного конуса (ГОСТ 5802—78) разработана для характеристики удобоукладываемости строительных растворов, применяемых для каменной кладки, штукатурки, устройств различных стяжек, подвижность которых превышает 4...5 см. Однозначно определить характеристику удобоукладываемости: более жестких растворов по стандартной методике невозможно, так как при уплотнении смеси в сосуде путем штыкования и легкого встряхивания не достигается однородности ее структуры и, в частности, в верхних слоях раствора из-за отсутствия связи смеси остаются пустоты, не заполняемые при легком встряхивании. В результате глубина погружения конуса при повторных измерениях для одного и того же раствора различна. Это наблюдается для растворов с различной влажностью вплоть до той, при которой погружение конуса достигает 3...4 см.

В связи с тем, что полусухие растворные смеси можно рассматривать как мелкозернистые (песчаные) бетоны, их удобоукладываемость определяли также прибором для оценки жесткости бетонных смесей по ГОСТ 10181.0—81.

газозолобетон можно получить, применяя золу-унос, в которой содержание стеклообразных и оплавленных частиц достигает 20 %, потери при прокаливании не превышают 5 % и зола выдерживает испытания на равномерности изменения объема. Для повышения прочности и снижения плотности газозолобетона рекомендуется совместный помол извести с частью золы-уноса.

С целью повышения прочности и снижения плотности газозолобетона следует закрепить за заводом постоянных поставщиков золы, извести и портландцемента, что может обеспечить стабильность исходного сырья и повысить качество газозолобетона.

Однако и этим прибором определить удобоукладываемость полусухих растворов трудно из-за небольшой жесткости и, следовательно, недостаточной чувствительности.

Наиболее приемлем способ контроля удобоукладываемости таких смесей по погружению эталонного конуса в раствор, предварительно провибрированный в сосуде в течение 10 с на лабораторной виброплощадке. При этом можно оценивать различие в удобоукладываемости растворов даже при незначительном изменении их водосодержания. Разница показаний прибора при нескольких последовательных измерениях подвижности одного и того же раствора не превышает 1,5...2 мм.

Способ определения удобоукладываемости (жесткости) цементно-песчаного раствора проверяли в ПО Днепростройиндустрия при изготовлении экспериментальных многоспустных комплексных панелей перекрытий. Установлено, что оптимальной удобоукладываемостью (заглаживаемостью) обладают растворы, характеризующиеся погружением эталонного конуса в предварительно провибрированный раствор на 1...1,5 см. При большей подвижности раствора, заглаживаемого рейкой, образуются разрывы на поверхности из-за его недостаточной связности, а при подвижности, меньшей оптимальной, на поверхности появляется влага, раствор прилипает к рейке, увеличивается шероховатость поверхности.

Контроль удобоукладываемости (подвижности) жестких растворов, применяемых для фактурного слоя при изготовлении сборных железобетонных изделий по ГОСТ 5802—78 с предварительным уплотнением раствора кратковременным вибрированием вместо штыкования, обеспечивает стабильное качество заглаживаемых поверхностей.

УДК 691.328.001.8

Б. Я. ТРОФИМОВ, канд. техн. наук, С. П. ГОРБУНОВ, Л. Я. КРАМАР, И. В. ЖУКОВ, инженеры (Челябинский политехнический ин-т); В. А. БАШЕВ, инж. (ПО Челябинсталлургстрой); Ф. М. ИВАНОВ, д-р техн. наук, М. М. КАПКИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Использование отхода производства ферросилиция

При производстве ферросилиция на электрофильтрах улавливается тончайшая пыль, частицы которой имеют электростатический заряд, не уплотняются и загрязняют атмосферу. Выход этого продукта достигает нескольких десятков тонн в сутки, поэтому его утилизация весьма актуальна.

Анализ отхода на ИК спектрофотометре «Спекорд» показал, что материал состоит, в основном, из стекловидного кремнезема типа обсидиана с небольшим количеством его водной аморфной разновидности, похожей на опал. По химическому и спектральному эмиссионному анализам содержание кремнезема достигает 98 %, оксидов железа и алюминия 1...1,5 %, присутствуют также следы магния, марганца, натрия и др.

Дифференциально-термический анализ отхода выявил наличие экзотермических эффектов при 270...280, 460...470 и 550°C. Потери массы навески при нагреве до 1000°C составляют 1,5...1,6 %. Скорость изменения массы навески максимальна при 270 и 550°C. Полученные данные согласуются с результатами спектрального анализа в том, что основной составляющей отхода производства ферросилиция является безводный аморфный кремнезем. Он имеет плотность 2,24 г/см<sup>3</sup>, насыпную плотность 0,2...0,3 г/см<sup>3</sup>, удельную площадь поверхности до 25000 см<sup>2</sup>/г.

Зерна отхода представляют собой высокопористые агрегаты аморфных округлых частиц размером менее 0,1 мкм. Подобный продукт известен за рубежом как силикатный дым или микрокремнезем.

В смеси с известью отход проявляет свойства активной минеральной добавки, связывая до 7% извести в низкоосновные гидросиликаты кальция за 5...7 ч нормального твердения при соотношении между известью и микрокремнеземом 1:1 по массе.

Высокая активность микрокремнезема позволяет использовать его в качестве добавки для повышения качества бетона и экономии цемента. В Челябинском политехническом институте исследовали его

влияние на некоторые свойства бетонной смеси и бетона. Введение добавки повышает водопотребность цементного теста на 1,41...1,46% массы цемента; удлиняются сроки схватывания вяжущего: начало схватывания на 11...13 мин, конец схватывания на 6...7 мин на каждый процент добавки.

Важнейшей задачей является разработка производственных способов транспортирования, складирования и дозирования микрокремнезема. На первом этапе разработана система приготовления суспензии, перевозки ее в автоцистернах и объемного дозирования. Это позволяет использовать отходы в районе их получения.

В бетонную смесь добавку вводят в виде водной суспензии, количество твердой фазы в единице объема которой определяли по формуле

$$D = \frac{U_{\text{веш}} - 1}{0,55},$$

где  $D$  — плотность суспензии.

Влияние времени выдержки суспензии до ее введения в бетонную смесь на сохранение активности микрокремнезема изучали на образцах из цементного камня с  $B/C=0,3$ , прочность которых определяли после тепловлажностной обработки по режиму 2+4+8+2 ч при температуре изотермической выдержки 85°C (табл. 1).

Полученные результаты показали, что применение микрокремнезема в виде водной суспензии после различной выдержки способствует повышению прочности цементного камня.

Введение до 10% добавки снижает подвижность смеси на 2...3 см осадки ко-

пуча, при этом жесткость бетонной смеси практически не изменяется.

Для определения влияния количества добавки на прочность и морозостойкость бетона изготовляли образцы на портландцементе марки 400, гранодиоритовом щебне, кварцевом песке при соотношении компонентов 1:1,56:2,23:0,39 при расходе цемента 450 кг/м<sup>3</sup>. Прочность бетона определяли через 7 сут после ТВО, режим которой совпадал с режимом обработки цементного камня.

Введение 10% микрокремнезема позволяет почти пропорционально увеличить прочность бетона на сжатие на 1,2...1,5 МПа на каждый процент добавки.

Морозостойкость бетона определяли ускоренным способом — замораживанием при -50°C образцов бетона в 5%-ном водном растворе хлорида натрия с последующим оттаиванием до +3...+5°C. Введение в бетонную смесь 8...10% микрокремнезема повышает морозостойкость бетона в 2...3 раза.

Структурные особенности цементного камня с микрокремнеземом изучали с помощью термического анализа. Кривые ДТА, ДТГ и ТТ цементного камня с добавкой 9% микрокремнезема и цементного камня без добавки после ТВО приведены на рис. 1.

Под влиянием добавки содержание гидроксида кальция в цементном камне уменьшается с 12 до 2,5%, а эндозэффект, характеризующий дегидратацию Са(ОН)<sub>2</sub>, смешается с 510 до 480°C, что позволяет предполагать меньшую степень закристаллизованности свободного гидроксида кальция. Эндозэффект при 660, 740°C и экзозэффект при 870°C указывают на повышенное количество низкоосновных гидросиликатов кальция типа С—S—Н(В) с различной степенью закристаллизованности в цементном камне с пылевидной добавкой. Количество химически связанной воды в цементном камне с добавкой микрокремнезема составляет 13,8% вместо 13,4% массы цемента в камне без добавки. При уменьшении содержания гидроксида кальция в 4,8 раза также резко увеличивается содержание низкоосновных гидросиликатов кальция.

Таблица 1

Время выдержки суспензии перед затворением цемента, сут	Прочность при сжатии, МПа	Коэффициент вариации, %
0	28,0	7,2
1	30,1	10,4
2	37,7	9,6
3	39,7	4,0
4	39,4	7,5
5	34,5	7,4
6	38,7	13,3