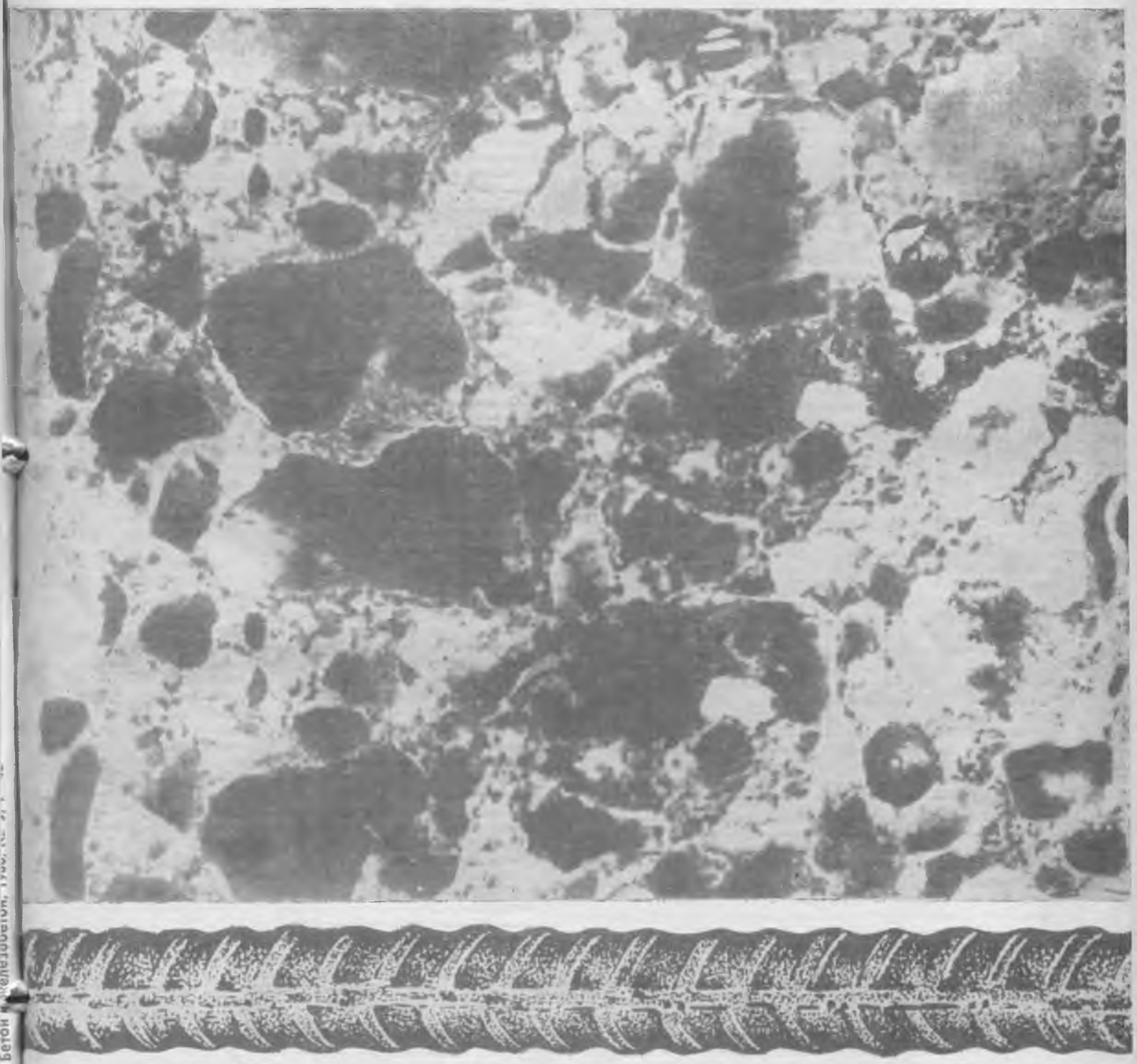
ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6
1986



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ВДНХ СССР

Прогрессивные виды опалубки

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» на тематической выставке «Дальнейшее развитие индустриализации и повышение производительности труда в капитальном строительстве» демонстрировались новые прогрессивные виды опалубки.

Опалубка со стаканообразователем применяется для бетонирования фундаментов в вытрамбованных котлованах. Она включает в себя закрепленный на брусьях с помощью упора стаканообразователь и винтовую пару, состоящую из винтовой оси, соединенной со стаканообразователем, и гайки. С помощью гайки и упора стаканообразователь фиксируется на брусьях в проектном положении.

Концы брусьев опираются на жесткую раму и закреплены на ней посредством замков. Рама, выполненная из металлического профиля и водостойкой фанеры, имеет форму усеченной пирамиды или усеченного конуса.

Для регулирования высоты опалубки до проектной отметки и облегчения ее съема после бетонирования в раме с помощью кронштейнов закреплены винтовые домкраты. Они снабжены грунтозацепными анкерами, служащими для фиксации рамы. Для переноски опалубки в следующий котлован имеются ручки.

В вытрамбованных котлованах работа по устройству опалубки для бетонирования фундаментов производится в таком порядке. По центру вытрамбованного котлована устанавливают опалубку и фиксируют ее погружение в грунт грунтозацепными анкерами. Стаканообразователь должен находиться в центре вытрамбованного котлована. С помощью винтовых домкратов опалубка доводится до проектной отметки по высоте, поворотом стаканообразователя вокруг оси устанавливается в проектное положение для колонн и жестко закрепляется с помощью упора и винтовой пары на брусьях.

После схватывания бетона в котловане опалубку извлекают с помощью винтовых домкратов и устанавливают на следующий вытрамбованный котлован. Ее применение способствует повышению качества бетонирования фундаментов, улучшению условий труда. Годовой экономический эффект от использования опалубки составляет 11,6 тыс. р.

Для строительства емкостных и других видов монолитных сооружений различного сечения — силосов, водяных баков, резервуаров для очистки сточных вод и т. п. применяют унифицированную опалубку.

Основным ее элементом являются щиты шириной 3 м и высотой 2,4 м из бакелизированной фанеры толщиной 12 мм (по ГОСТ 11539—83). К фанере винтами крепятся трапецеидальные балки жесткости. Шаг установки балок в зависимости от предполагаемых нагрузок — до 0,75 м. До заданного радиуса щиты изгибают с помощью талрепов, минимальный радиус изгиба — 2 м. Максимальный внутренний диаметр бетонируемого кольца — 4 м. Между собой щиты соединяют специальным зажимом, который позволяет стыковать этот вид опалубки с другими. Масса 1 м² опалубки — до 60 кг.

Главным преимуществом опалубки описанного типа по сравнению с применяемыми ранее является возможность бетонирования монолитных конструкций различных конфигураций и диаметров при незначительной ее переналадке.

Экономический эффект в расчете на 1000 м³ бетона составляет 391 р. Себестоимость строительно-монтажных работ снижается на 797 р., условное высвобождение численности работающих — 129 чел.-дн.

Разработчиком и изготовителем опытного комплекса опалубки является СКБ Строймеханизация Минстроя СССР, (600009, г. Владимир, ул. П. Осипенко, 66).

На стройках Минстроя Литовской ССР наиболее прогрессивным видом опалубки является инвентарная мелкощитовая на металлическом каркасе с палубой из водостойкой фанеры. Ее используют при возведении монолитных конструкций — фундаментов, колонн, стен, прямоугольных резервуаров и т. д.

Характерной отличительной чертой опалубки данного вида является то, что с помощью пластинчатых тяг и клиньев щиты ее соединяются между собой и образуют пространственную систему.

Затраты на монтаж 1 м² опалубки — 0,27 чел.-ч, на демонтаж — 0,2 чел.-ч. Оборачиваемость опалубки 200 раз. Стоимость 1 м² опалубки (с учетом крепежа и кронштейнов) 63,94 р. Расход стали 40,5 кг/м². Экономический эффект в расчете на 1 тыс. м³ бетонных и железобетонных конструкций (при оборачиваемости 40 раз в год) — 4,9 тыс. р. Снижение численности рабочих (при той же оборачиваемости) составляет 1,5 чел.-г.

Для устройства опалубочных форм монолитных бетонных и железобетонных конструкций, зданий и сооружений различного назначения в условиях умеренного климата предназначена унифицированная разборно-переставная опалубка «Монолитстрой».

Основные ее сборочные единицы — щиты мелкоразмерные (от 1,2×0,3 до 1,8×0,6 м), крупноразмерные (от 2,4×0,6 до 2,4×1,2 м), доборные (размерами 0,6×0,15; 0,6×0,3; 0,9×0,3 м), угловые (размерами 0,6×0,3×0,3; 0,9×0,3×0,3 м), схватки из двух швеллеров № 8 длиной от 1,2 до 3,6 м с модулем 600 мм, а также длиной 0,5 и 1,6 м; монтажные и крепежные элементы; средства подмащивания.

В комплекте опалубки предусмотрены трубчатые секционные поддерживающие леса. Они имеют значительную рабочую нагрузку и могут быть использованы для устройства опалубки перекрытий на высоте от 2 до 15 м.

Конструкция щитов предусматривает устройство палубы из стали, водостойкой фанеры, они оборудованы электронагревателями. Мелкие и крупные щиты имеют единый модуль 300 мм, несъемные замки и одинаковые стыковочные узлы, что позволяет соединять их в опалубочные панели в любом положении.

В дополнение к основным элементам при возведении круговых емкостей, проходных тоннелей, плоских и ребристых перекрытий применяются специальные элементы.

Оборачиваемость всех элементов опалубки «Монолитстрой» — не менее 160 раз. Опалубка рассчитана на укладку бетона в конструкции бетононасосами, скорость укладки по высоте — 2 м/ч.

Изготовление описанной опалубки можно организовать в условиях ремонтно-механических заводов, а также на специализированных поточных линиях с применением роботов.

Экономический эффект от применения опалубки «Монолитстрой» на 100 м³ уложенного бетона составляет 215 р., сокращение трудозатрат — 21,9 чел.-дн. Дополнительные материалы можно получить по адресу: 344006, Ростов-на-Дону, ул. Пушкинская, 104/32, институт Оргтяжстрой.

В СКТБ Главмосинжстроя при Мосгорисполкоме предложена самоходная опалубка для возведения вторичной обделки в тоннелях, сооружаемых при помощи проходческих щитов диаметром 4 м. Опалубку применяют при строительстве водосточных и канализационных коллекторов, сооружаемых при помощи проходческих щитов с первичным креплением тоннеля крепью.

По сравнению с используемыми ранее опалубками самоходная опалубка отличается возможностью стыковки двух опалубок между собой, наличием транспортного моста, позволяющего ей перемещаться с шагом 1630 мм, наличием собственных опор.

Наружный диаметр железобетонной обделки 3950 мм, внутренний диаметр — 3170 мм. Длина бетонируемого участка 5 м. Привод исполнительных механизмов гидравлический. Габариты опалубки 3000×7400×3170 мм, масса 10 000 кг.

Изготовлена опалубка на заводе по ремонту дорожных машин Главмосинжстроя. Годовой экономический эффект от использования одной самоходной опалубки составляет 20 тыс. р.

Более подробные сведения можно получить по адресу: 127254, Москва, ул. Добролюбова, д. 16, корп. 2, СКТБ Главмосинжстроя.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Пролетарии всех стран, соединяйтесь!

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ ЖУРНАЛ

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6 (375)

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

Июнь 1986

Содержание

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!
Основные направления и задачи развития материально-технической базы строительства . . . 2

Экономия ресурсов
Королев В. В., Веллер Ю. М., Повесьма В. В. Опыт унификации закладных изделий . . . 4
Гирштель Г. Б., Сергиенко Л. Н. Применение комплексных добавок при изготовлении объемных элементов . . . 6

Бетоны
Мартиросов Г. М., Ариджанян А. Г. Свойства напрягающего бетона на природных пористых заполнителях . . . 7

Заводское производство
Матюшенко С. И., Колчунов В. И., Воинов Н. Н. Опыт изготовления преднапряженных ребристых плит . . . 8
Рагольский А. С., Михайлов И. В. Инъецирование арматурных каналов самонапряженных труб больших диаметров . . . 10

Строительное производство
Романова Н. А., Житкевич Р. К., Матвеева О. В., Мадорский Э. Б. Опыт беспрогревного бетонирования стен из керамзитобетона . . . 12

В помощь заводским лабораториям
Коган Е. А., Усколовский А. Л. Передвижная установка для испытания бетона на растяжение при раскалывании . . . 13

В помощь проектировщику
Изотов Ю. Л., Изотова Т. Ю. Расчет внецентренно растянутых элементов на действие поперечной силы . . . 14
Чистяков Е. А., Марданов К. Х. Гибкие сжатые элементы при совместном действии длительной и кратковременной нагрузок . . . 15
Залесов А. С., Шевляков В. Ф. Прочность сжатых элементов при действии знакопеременных нагрузок типа сейсмических . . . 17
Попов Н. Н., Плотников А. И., Белобров И. К. Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности . . . 19

Вопросы реконструкции
Черкасский И. Г. Обеспечение прочности клеевых анкеров . . . 20

Использование промышленных отходов
Питерский А. М. Отходы катализаторного производства в качестве противоморозной добавки в бетон . . . 22

Долговечность
Борисенко В. М., Гузеев Е. А. Одностороннее воздействие жидких агрессивных сред на работу конструкций . . . 23

Стандарты и нормативные документы
Милованов А. Ф. Новые нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций, подвергающихся нагреву . . . 25

В порядке обсуждения
Бабин В. А. Пути повышения эффективности обеспечения строек сборным железобетоном . . . 26

Нам пишут
Айбабин В. И. Самоходные вывозные тележки с трехточечным опиранием . . . 27

Библиография
Зайцев Ю. В. Для проектировщиков и изготовителей сборных преднапряженных конструкций . . . 28

Зарубежный опыт
Забегаев А. В. Исследования железобетонных конструкций при высокоинтенсивных ударных нагружениях . . . 29

МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

© Стройиздат, 1986

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru
ВОЛОГОДСКАЯ ОБЛАСТНАЯ БИБЛИОТЕКА им. И. В. БАБУШКИНА

УДК 69.003:658.566

Основные направления и задачи развития материально-технической базы строительства

Материально-техническая база строительства является одним из главных факторов, определяющих технический уровень строительства, его качество и трудоемкость. В табл. 1 показаны темпы роста производительности труда в строительстве за счет повышения уровня индустриализации и степени заводской готовности конструкций и деталей за 1970—1990 гг.

Рост объемов строительно-монтажных работ на двенадцатую пятилетку, необходимость их выполнения без увеличения численности рабочих в строительстве определяют и главные задачи развития промышленности строительных материалов, изделий и конструкций, которые надо активно решать в ближайшей и более далекой перспективе.

Эти задачи можно условно сгруппировать в четыре основных направления.

Первое состоит в том, чтобы обеспечить опережающие темпы развития материально-технической базы в сравнении с темпами роста объемов строительно-монтажных работ.

Отступление от этого экономического закона в последние 10 лет незамедлило сказаться на результатах в строительстве, привело к несбалансированности объемов строительно-монтажных работ с материальными ресурсами и в конечном счете — к недовыполнению планов строительства. Только учтенные простои рабочих бригад из-за несвоевременного обеспечения материалами и изделиями достигли нескольких процентов рабочего времени. Следует отметить, что выработка в хозрасчетных бригадах, которые обеспечиваются материалами более стабильно, в среднем на 30% выше, чем у бригад, не имеющих хозрасчета, т. е. фактические потери рабочего времени превышают потери, учтенные статистикой.

Первое направление сводится к задаче обеспечить производство строительных материалов и изделий в объемах действительной потребности строительства. При этом важными факторами остаются равномерное размещение материально-технической базы по районам страны, ликвидация излишков в одних районах (за счет перевода на выпуск другой продукции) и дефицита — в других, сбалансированное производство материалов и изделий по номенклатуре. Решение задач только этого направления могло бы дать прирост производительности труда в строительстве на 8...10%.

Годы конца пятилеток	Производительность труда, %	Рост производительности труда, %
1970	100	—
1975	111	11
1980	115	4
1985	119	4
1990 (проект плана)	126	7

Второе направление предусматривает целенаправленный перевод промышленности строительных конструкций и деталей на изготовление комплектов зданий и сооружений, укрупненных монтажных узлов и элементов с высокой степенью заводской готовности, позволяющих превращать строительные площадки в сборные.

Перенос множества операций, выполняемых вручную и порой в малопригодных для этого погодных условиях, со строительной площадки в заводские условия, где эти операции поддаются механизации, дает значительное сокращение труда, в том числе и в целом в строительстве.

Это направление в зависимости от видов строительства имеет свои особенности.

В многоэтажном жилищном строительстве магистральным направлением остается развитие крупнопанельного и объемно-блочного строительства, которое является не только самым индустриальным, но и наиболее дешевым видом жилищного строительства в стране. Именно этот вид строительства надо брать на вооружение, решая поставленную XXVII съездом КПСС задачу об обеспечении к 2000 году каждой семьи квартирой.

Безусловно, перед крупнопанельным строительством стоят и другие задачи, в том числе повышение архитектурной выразительности застройки, качества строительства, комфортности квартир и т. п.

На индустриальные рельсы необходимо перевести строительство и общественных зданий: детских учреждений, школ, поликлиник, объектов торговли и т. д. При этом надо перейти от каркасно-панельного строительства к панельному, которое по материалоемкости и трудоемкости на квадратный метр площади примено на 30% экономичнее.

Уже к 1990 г. удельный вес полносборного домостроения должен возрасти до 70% а общественных зданий — до 40% общего объема возведения таких зданий. Планируется соответственно увеличить и мощности по выпуску деталей крупнопанельного строительства жилых домов и зданий культурно-бытового назначения.

В промышленном строительстве задачи индустриализации должны решаться в зависимости от назначения и объемов (габаритов) производственных зданий.

Небольшие по габаритам здания и сооружения (трансформаторные подстанции, насосные, тепловые пункты, вентиляционные камеры, помещения пультовых и щитовых станций и т. д.), как самостоятельно стоящие, так и встраиваемые в производственные цехи, следует изготовлять на заводах полностью готовыми с установленным оборудованием, а на строительных площадках — только монтировать их на месте эксплуатации и подключать к нужным инженерным коммуникациям.

Более крупные по габаритам здания

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

и сооружения (котельные, очистные сооружения, компрессорные, здания обустройства магистральных газо- и нефтепроводов и т. п.) надо изготовлять в виде отдельных блоков, соединяемых на месте строительства в единый комплекс. Объем комплектно-блочного строительства к 1990 г. должен значительно возрасти.

Возведение коробок зданий и сооружений крупных промышленных предприятий также необходимо свести к полносборному строительству, к монтажу крупных объемных и плоскостных элементов с высокой степенью заводской готовности.

Во всех видах строительства очень важным является подготовительный этап, связанный с освоением и обустройством строительных площадок. Существенно сократятся трудозатраты на обустройство этих площадок (и в той же пропорции — продолжительность этого этапа), если обеспечить строительство в полном объеме мобильными зданиями инвентарного типа жилого и производственного назначения взамен времянок стационарного типа. Такая задача и поставлена перед строительной индустрией на 1990 г.

Особо важным является вопрос обеспечения строительных площадок объектами собственной промбазы — производственными зданиями и сооружениями, разработка и освоение выпуска которых практически только начата. К ним относятся мобильные или быстромонтируемые бетоносмесительные узлы, полигоны, заготовительные цехи, мастерские для ремонта строительной техники, дробильно-сортировочные установки, котельные, компрессорные, энергетические станции, способные работать на жидком и твердом топливе. Трудно переоценить значение таких установок при обустройстве строительных площадок в неосвоенных районах, оторванных от баз строительной индустрии. Организация массового выпуска мобильных производственных установок позволит во многих случаях отказаться также от строительства стационарных предприятий строительной индустрии и значительно сократить транспортные расходы.

Третье направление — это организация массового изготовления эффективных материалов и изделий, позволяющих значительно повышать индустриальность таких трудоемких операций на стройках, как отделка, устройство полов, кровель и т. п. Иными словами, надо существенно улучшить структуру выпускаемых стеновых, теплоизоляционных, отделочных, кровельных и других видов материалов путем многократного (в сравнении с 1985 г.) увеличения выпуска наиболее эффективных и индустриальных из них.

Возьмем для примера теплоизоляционные материалы. Все они имеют одно назначение — обеспечить необходимую теплозащиту зданий, сооружений, технологического и инженерного оборудования. При этом чем ниже объемная плотность таких материалов, тем выше их теплозащитные свойства. Кроме того, в зависимости от областей применения к утеплителям предъявляются и другие довольно жесткие требования. В одном случае главным является их огнестойкость, в другом — низкое водопоглощение, в третьем — способность к адгезии (прилипание к изолируемой поверхности) или способность работать при высоких температурах и т. д. Но во всех случаях чем ниже плотность этих материалов (чем они легче), тем лучше.

В настоящее время эффективных утеплителей (с объемной плотностью до 100 кг/м^3) выпускается вдвое меньше, чем требуется строительству. Это приводит к необходимости использования малоэффективных утеплителей, таких как газобетон, керамзит объемной плотностью 400...500 кг/м^3. Значительная часть покрытий промышленных зданий утепляется этими материалами, при этом увеличивается толщина слоя теплоизоляции и, естественно, ее вес (по 100...120 кг на 1 м^2). Кроме того, такие утеплители требуют устройства цементной стяжки. Иными словами, помимо нерациональных затрат труда, на покрытие промышленного здания, например с пролетом в 24 м и шагом колонн 12 м, укладывается по 50...60 т излишней массы, что вызывает необходимость значительно увеличить несущие способности каркаса здания и фундаментов, т. е. идти на перерасход бетона, металла и труда.

По расчетам экономистов, оптимизация структуры теплоизоляционных материалов (замена малоэффективных утеплителей эффективными в необходимых объемах) позволила бы снизить массу конструкций на 12...15 млн. т, сократить расход цемента на 2 млн. т, металла на 50 тыс. т и высвободить в строительстве 35 тыс. человек.

Не менее важными являются вопросы развития индустриальных стеновых материалов взамен мелкоштучных (асбестоцементных и асбестосиликатных экструзионных панелей, блоков и панелей из гипсобетона и ячеистых бетонов); рулонных и листовых материалов на основе полимеров — для полов, кровель и отделки; цементно-стружечных, гипсокартонных, гипсоволокнистых и других видов плит для отделки зданий; мастичных и пленочных полимерных гидроизоляционных материалов, высококачественных герметиков и других эффективных строительных материалов.

В нынешней пятилетке намечено практически заново организовать производство и применение сухих гипсовых смесей для устройства наливных самонивелирующихся оснований под полы, которые значительно снизят трудоемкость работ на стройках, сухих гипсовых штукатурных смесей, повышающих произ-

Виды строительства, материалы, конструкции	Единица измерения	Объемы производства по годам			
		1970	1980	1985	1990
Ввод жилых домов по всем источникам финансирования	млн. м^2 общей площади	106	108,2	113	
В том числе:					
Крупнопанельное блочное жилищное строительство	то же	28,5	42,6	47,7	59,4
Панельное строительство общественных зданий	тыс. м^2	—	—	—	2905
Комплектно-блочные здания вспомогательного производственного назначения	то же	—	100	200	1148
Здания из легких металлических конструкций комплектной поставки	млн. м^2	—	3,6	5,2	15
Мобильные (инвентарные) здания для обустройства строительных площадок	то же	—	2,4	2,742	4,4
Сухие гипсовые смеси:					
для наливных оснований под полы	тыс. т	—	—	—	1500
для штукатурных работ	то же	—	—	—	530
Пенопласты полистирольные, фенольные, полиуретановые, карбамидные и др.	тыс. м^3	350	1000	1700	5150
Перлитоволокнистые плиты	то же	—	—	3	700
Минераловатные прошивные изделия длиной до 6 м	»	—	—	—	3000
Гипсовые вяжущие материалы	тыс. т	4746	4295	4219	6815
Гипсокартонные листы	млн. м^2 усл. толщиной 10 мм	57,3	30,9	43,9	97
Перегородочные плиты и панели	млн. м^2	34	27,3	23,0	48
Стеновые блоки и панели из гипсобетона	млн. шт. усл. кирп.				540
Гипсостружечные плиты	тыс. м^3	—	—	—	50

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

водительность труда штукатуров, прошивных минераловатных изделий длиной до 6 м, линолеума на вспененной теплоизоляционной основе, перлитоволокнистых утеплителей, асбестосиликатных панелей и ряд других индустриальных материалов и изделий (табл. 2).

И четвертое направление — это совершенствование самого производства материалов, изделий и конструкций.

Значительный физический и моральный износ материально-технической базы строительства выдвигает на первый план задачу по техническому перевооружению предприятий путем совершенствования технологии и оборудования, внедрения принципиально новых технологических процессов, гарантирующих высокое качество выпускаемой продукции и обеспечивающих снижение материалоемкости, энергоемкости и трудоемкости выпуска изделий в размерах, заданных на двенадцатую пятилетку.

Решение названных проблем, безусловно, невозможно без серьезной помощи других отраслей народного хозяйства. Среди них в первую очередь следует назвать машиностроение, химию и нефтехимию, черную металлургию, лесную и деревообрабатывающую промышленность.

От них в значительной степени зависит техническое перевооружение предприятий строительных материалов и изделий, масштабы производства новой эффективной продукции, химизация строительства (наиболее эффективный рычаг подъема его технического уровня), размеры экономии металла и степень индустриализации наиболее трудоемких строительных операций. Конкретные задачи перед названными отраслями поставлены, важно их успешно решить.

В целом внедрение в практику строительства индустриальных материалов, изделий и конструкций в намеченных на текущую пятилетку объемах должно обеспечить сокращение трудозатрат на на 450...470 тыс. чел.-лет, уменьшить расход металла на 1100 тыс. т, цемента — на 4 млн. т и лесоматериалов — на 2 млн. р.

УДК 691.81:389.6

В. В. КОРОЛЕВ, канд. техн. наук, Ю. М. ВЕЛЛЕР, В. В. ПОВЕСЬМА, инженеры (ЦНИИЭП жилища)

Опыт унификации закладных изделий

Около 10 % общего объема стали, потребляемой в крупнопанельном домостроении, затрачивается на изготовление закладных изделий, что составляет более 150 тыс. т стали в год. Из них в отходы идет до 20 % стали. Расходуется значительное количество электродов, флюса и других сварочных материалов. Производство закладных изделий в 2...3 раза более трудоемко и энергоемко, чем изготовление арматуры железобетонных изделий. Закладные изделия выпускают преимущественно мелкими партиями на участках, организованных почти на каждом домостроительном предприятии. Исключением из общего правила является централизованное изготовление закладных изделий в Москве, Ленинграде и некоторых других городах. Но даже и здесь централизованно изготовляют только часть изделий, как правило, наиболее массовых и технологичных, составляющих около 50% по массе и 10% по номенклатуре закладных изделий. Остальную часть изделий выпускают малопроизводительными способами, чаще всего — с применением ручной дуговой сварки.

Дальнейшее совершенствование технологии изготовления закладных изделий сдерживается их большой номенклатурой, которая в пределах некоторых серий типовых проектов жилых зданий превышает 200 марок. Чрезмерное разнообразие закладных изделий объясняется тем, что при разработке проектировщики зачастую опираются только на собственный опыт, не располагая данными по новым прогрессивным методам изготовления (имеющаяся литература регламентирует лишь одно из крайних значений параметра). Из-за отсутствия единого пособия или методических указаний по унификации закладных изделий разработка большого числа типовых проектов жилых домов и блок-секций в составе различных серий, выпущенных в течение многих лет разными институтами и проектными организациями, привела к неоправданному многообразию типов и марок закладных изделий.

Для рационального перехода на централизованный выпуск закладных изделий в ЦНИИЭПЖилища при участии НИИЖБ разработаны типовые рабочие чертежи унифицированных штампованных и сварных закладных изделий для применения в крупнопанельных жилых зданиях (серия 1.100.3-2). Закладные изделия по способам изготовления можно разделить на три класса: сварные, штампованные и штампосварные.

Сварные закладные изделия изготовляют с применением ручной дуговой сварки или сварки под слоем флюса. Это трудоемкий технологический процесс.

В последние годы широко применяют штампованные закладные изделия, изготовляемые методом холодного штампования. Анкерные полосы штампованных закладных изделий являются непосредственным продолжением монтажных пластин, на поверхности анкеров выштамповывают сферические выступы, обеспечивающие анкеровку закладных изделий в бетоне[1]. Существует несколько вариантов анкеровки штампованных закладных изделий — замкнутый анкер, объемно-просечной и анкер переменно-волнового типа[2].

Учитывая, что для изгвления штампованных закладных изделий необходимо дорогостоящее оборудование (пресс, штамповая оснастка) и обеспечение условий для его нормальной эксплуатации, создание участков по выпуску таких изделий целесообразно на производствах с объемом выпуска не менее 200 тыс. шт. в год, что примерно соответствует годовой мощности домостроительного предприятия в 140 тыс. м² общей площади. При отсутствии поставки штампованных закладных изделий с механических заводов или централизо-

[1] А. с. 552396 СССР МКИ³ Е 04 в 1/38. Закладная деталь / И. Н. Дмитриев (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1977. — № 12. — С. 84.

[2] А. с. 1057643 СССР, МКИ³ Е 04 в 1/38; Е 04 в 1/41. Закладная деталь / В. В. Королев, Н. А. Матвеева, В. Я. Осадчий и др. (СССР). // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 44. — С. 127.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ванного их изготовления целесообразно применять штампосварные закладные изделия, изготовляемые контактно-рельефной сваркой (на пластине выштамповывается рельеф, а затем точечной сваркой к ней приваривают анкера из арматурных стержней). Существует также соединение пластин закладных изделий с анкерами, при котором в отверстие, образованное в выштампованном профиле, вставляют анкерный стержень, привариваемый ручной дуговой сваркой или полуавтоматической сваркой в среде CO_2. Это соединение можно выполнять также методом горячей осадки анкера в отверстие выштампованного профиля.

При разработке технических решений унифицированных закладных изделий наиболее перспективными признаны штампованные и штампосварные.

Наиболее выгодным является метод холодной штамповки. В то же время анализ используемых конструкций закладных изделий и опыта их применения на некоторых домостроительных предприятиях позволил выявить недостатки штампованных закладных изделий: отсутствие их межсерийной унификации, быстрый износ штампов из-за принятых в некоторых проектах несовершенных технических решений (малые радиусы закруглений, наличие длинных и узких прорезей).

В ходе испытаний фрагментов со штампованными закладными изделиями установлено, что разрушение железобетонных образцов наступает преимущественно из-за раскалывания бетона у первого и второго сферических выступов полосовых анкеров.

При разработке предложений по унификации закладных изделий эти недостатки были устранены. Принят оптимальный радиус закругления, равный 12,5 мм. На анкерующих пластинах применяют рельеф переменной высоты. Первый сферический выступ, ближайший к поверхности бетона, выштамповывают высотой 2 мм, следующий — высотой 3 мм и все остальные — 4 мм. Расстояние от первого рельефа до начала пластины увеличено до 70 мм. Это позволило увеличить конус выкалывания бетона на 15% и тем самым повысить надежность анкеровки штампованных закладных изделий.

Требования по унификации штампованных закладных изделий учитывали еще при разработке их конструкции. Ширина закладных изделий кратна 25 мм, т. е. ширине анкерной полосы, которая принята для обеспечения необходимой несущей способности анкеров и размещения рельефных выступов. Заготовки штампованных закладных изделий имеют конфигурацию, обеспечивающую безотходное штампование. Одновременно была унифицирована толщина пластин. В закладных изделиях, не выступающих за контур железобетонного изделия толщину можно уменьшить до 4 мм. Такие же пластины приняты в выступающих закладных изделиях, которые при монтаже сборных железобетонных конструкций не сваривают между собой. Прочие изделия выполнены из пластин толщиной 6 мм.

Унификацию закладных изделий проводили как внутри серий типовых проектов жилых зданий, так и между сериями, принимая постоянным угол гиба анкеров.

Несмотря на отдельные преимущества штампованных закладных изделий перед сварными, не все изделия можно изготовлять в чисто штампованном варианте (например изделия типа «закрытый столик», применяемые в узлах крепления стенок лоджий и внутренних стен). К тому же, выпускать штампованные закладные изделия целесообразно только на крупных домостроительных предприятиях, поэтому в каталоге предусмотрены и штампосварные закладные изделия. Унификация последних возможна при ужесточении требований к размерам пластин и монтажных соединительных накладок, а также при использовании новых методов и приемов соединения анкеров с пластиной. Исходя из условий приварки анкеров приняты модульные размеры пластин, кратные 30 мм. Это позволило обойтись ограниченным числом заготовок, например при унификации закладных изделий, предназначенных для изделий серии 121 крупнопанельных жилых домов и блок-секций, число заготовок уменьшилось до 10 типоразмеров.

В штампосварных закладных изделиях принято наиболее целесообразное универсальное расположение анкеров — наклонное под углом 45° к пластине, что значительно сократило число марок изделий. Основным способом соединения анкеров с пластиной принята сварка втавр под слоем флюса. Это соединение можно выполнять тремя способами. При первом вертикально расположенные анкерующие стержни приваривают к горизонтальной пластине и отгибают под углом 45°, когда металл соединения находится в пластичном состоянии. По второму способу вертикальные стержни приваривают к пластине, наклонной под углом 45°, причем при осадке стержня последний смещается по плоскости пластины в сторону расплавленной ванны металла (в сторону острого угла). При третьем способе к горизонтальной пластине приваривают анкера с углом наклона 45°, которые затем смещаются по направлению к тупому углу соединения. Смещения в двух последних способах соединения нужны для того, чтобы обеспечить требуемое качество сварных соединений. Для улучшения точности сварки, качества соединений и повышения производительности труда при изготовлении штампосварных закладных изделий рекомендуется применять специальный кондуктор, позволяющий приваривать все анкерующие стержни, не меняя флюса. Это предусмотрено в установке для сварки закладных деталей под слоем флюса, разработанной Жуковским ДСК и ЦНИИЭПЖилища.

Толщина пластин 6 мм принята для обеспечения нормальных условий сварки для всех изделий. Можно применять сварку в глубоко выштампованные отверстия или соединения осадкой, что позволит в некоторых случаях уменьшить толщину пластины до 4 мм.

Анкерующие стержни выполняют из стержневой горячекатаной арматуры периодического профиля диаметром 8 мм из стали класса А-III; анкера выполняют трех размеров по длине в зависимости от вида бетона и условий работы закладного изделия.

В настоящее время разрабатывают новые, более перспективные методы изготовления штампосварных закладных изделий. В частности, исследуется возможность приварки анкеров к торцу пластины, что позволило бы значительно сократить трудозатраты на производство изделий.

Особое внимание уделяется совершенствованию стыковых соединений в крупнопанельном домостроении. Закладные изделия в стыковых соединениях наружных стен наиболее подвержены коррозии, в результате которой может возникнуть опасность потери устойчивости сборных элементов крупнопанельных домов. Хотя пластины закладных изделий, предназначенных для наружных стыков, и оцинковывают, но при монтаже панелей и сварке закладных изделий между собой цинковое покрытие сжигается дуговой сваркой, в пластинах возникает концентрация напряжений и металл закладных изделий подвергается коррозии в самой опасной точке — рядом с монтажным сварным швом. Применяемые после сварки антикоррозионные обмазки не дают должного эффекта защиты, так как понизу пластину нельзя обработать, а цинковое покрытие там сгорает, как и по верхней плоскости. Для сохранения антикоррозионного покрытия, наносимого в заводских условиях, исследуют новые методы стыковых соединений (соединения «замкового» ти-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

на)[3] и бессварных стыковых соединений.

Однако уже сегодня достигнуты положительные результаты благодаря унификации закладных изделий. Так, номенклатура закладных изделий по сериям типовых проектов жилых зданий сокращается в 6...10 раз, а число типов заготовок для них — в 7...12 раз.

Производительность труда при изготовлении штампосварных закладных изделий повышается в 1,5 раза, а штампованных изделий — в 4 раза. Использование для изготовления закладных изделий новых технологических методов позволит снизить расход стали на закладные изделия в 1,5...2 раза по сравнению с существующими сварными изделиями. Суммарный экономический эффект от внедрения указанных разработок составит около 200 р. на 1000 м² общей площади.

[3] А. с. 975937 СССР, МКИ³ Е 04 в 1/38; Е 04 в 1/60. Стыковое соединение сборных элементов / В. В. Королев, В. Н. Кухорев, и А. Г. Розенфельд (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1982. — № 43. — С. 167.

УДК 666.972.16

Г. Б. ГИРШТЕЛЬ, Л. Н. СЕРГИЕНКО, кандидаты техн. наук (НИИСК)

Применение комплексных добавок при изготовлении объемных элементов

В НИИСК разработана технологическая линия для изготовления объемных элементов (кухонь, санузлов) панельно-блочных жилых домов, предназначенная для ДСК Минпромстроя УССР. Опытный образец такой линии введен в действие в 1982 г. ЭКБ НИИСКа. Объемные элементы формуют по кассетной технологии с первой стадией тепловлажностной обработки непосредственно в формовочной установке и второй — в туннельной камере тупикового типа. Раскрытие бортов формовочной установки после первой стадии ТВО происходит при прочности бетона не менее 0,8...1 МПа.

Использование кассетной технологии упрощает формование объемных элементов, однако требует применения подвижных бетонных смесей с повышенным расходом цемента и воды, что приводит к увеличению трещинообразования в бетоне.

Для ликвидации этих недостатков и с учетом двухстадийной тепловлажностной обработки НИИСК изучил комплексную добавку на основе суперпластификатора С-3 и электролита — карбоната натрия. Ее введение в бетонную смесь позволяет, сохранив удобоукладываемость бетонной смеси 12...14 см, снизить расход цемента на 15...18% и воды на 18...20%, получить распалубочную прочность бетона до 1 МПа после первой стадии ТВО (2,5 ч прогрева бетонной смеси при 60°С сразу же после укладки) и 70% прочности после второй стадии ТВО в течение 6 ч при температуре изотермического прогрева 80°С.

Использован портландцемент марки 500 Здолбуновского комбината, песок речной днепровский с $M_{кр}=1,2$, щебень гранитный фракции 5...10 мм, бетон марки М 300. Добавки вводили в бетонную смесь вместе с водой затворения.

Рост ранней прочности бетона в течение первых 3 ч при 60 и 70°С показан на рис. 1. Из полученных данных видно, что на нее влияет расход вяжущего, температура и время. При снижении расхода цемента на 15% ранняя прочность уменьшилась в 2 раза и составила через 2 ч 0,3 МПа у бетона без добавки; у бетона, содержащего комплексную добавку, при том же снижении расхода цемента прочность осталась на уровне контрольного образца с расходом цемента 485 кг/м³, применяемого при изготовлении объемных элементов из смесей без добавок. При повышении температуры на 10°С время достижения той же прочности сокращается на 0,5 ч.

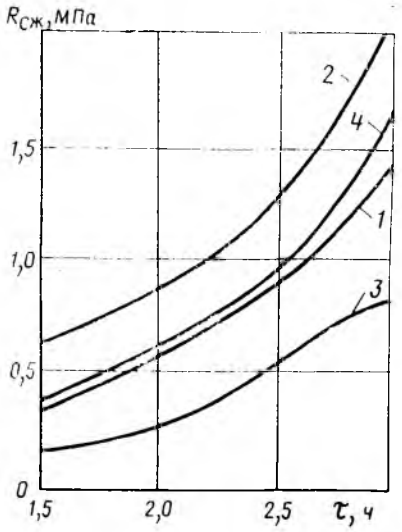


Рис. 1. Влияние комплексной добавки на раннюю прочность бетона при $T=60°C$
1 — контрольный состав, $Ц=485$ кг/м³; *2* — то же, с комплексной добавкой; *3* — контрольный состав, $Ц=415$ кг/м³; *4* — то же, с комплексной добавкой

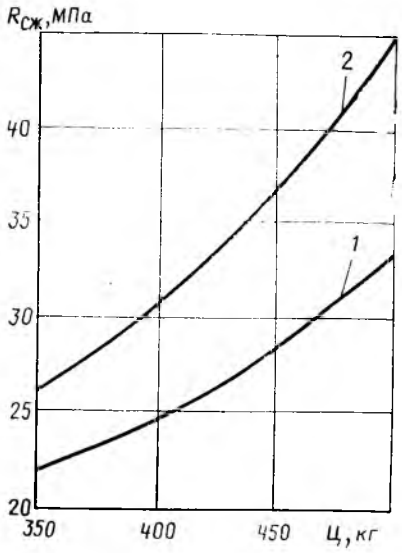


Рис. 2. Влияние комплексной добавки на прочность бетона в возрасте 28 сут
1 — контрольный состав; *2* — с комплексной добавкой

Введение предлагаемой комплексной добавки не требует предварительного выдерживания бетона до ТВО, поэтому повышается производительность технологического оборудования по сравнению с другими видами добавок. Снижение расхода воды на 20% в бетонной смеси уменьшает трещинообразование в изделиях и повышает их качество.

В случае одностадийной тепловлажностной обработки без промежуточного раскрытия бортов расход цемента в составах с комплексной добавкой для бетона марки М 300 можно снизить до 390 кг/м³ при той же удобоукладываемости (О.К.=14 см), что экономит до 18% цемента (рис. 2).

Таким образом, при двухстадийной тепловлажностной обработке применение комплексной добавки С-3 — 0,5% + + карбонат натрия — 0,2% массы вяжущего обеспечивает высокую производительность формовочной установки — пять объемных элементов в сутки при двухсменной работе, снижение расхода цемента на 70 кг на 1 м³ бетона, сокращение продолжительности второй стадии ТВО на 20...25% и улучшение качества конструкций вследствие уменьшения трещинообразования.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 693.565

Г. М. МАРТИРОСОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ);
А. Г. АРИДЖАНЯН, инж. (Ереванский ДСК)

Свойства напрягающего бетона на природных пористых заполнителях

Разработанные и изученные отдельными организациями бетоны на напрягающем цементе (НЦ) применяют в различных областях жилищного строительства для изготовления блок-комнат, элементов безрулонной кровли, стеновых панелей [1, 2]. Сочетание высокой прочности напрягающих бетонов и их стойкости к атмосферным воздействиям позволяет изготовлять эффективные конструкции, отвечающие предъявляемым к ним эксплуатационным требованиям.

Для дальнейшего расширения эффективных областей применения НЦ в жилищном строительстве НИИЖБ совместно с Ереванским ДСК изучали целесообразность применения напрягающего бетона на природных пористых заполнителях АрмССР для элементов крупнопанельного домостроения.

Исследовали прочность, водонепроницаемость и морозостойкость такого бетона. Для изготовления опытных образцов применяли литоиднопемзовый щебень фракции 5...20 мм с объемной массой $\gamma_{щ}=870$ кг/м³ и песок с $\gamma_{п}=1080$ кг/м³ (Джраберского месторождения), щебень фракции 5...20 мм и песок из туфа Ахавнатунского месторождения с объемной массой соответственно 1130 и 1320 кг/м³. В качестве вяжущего использовали напрягающий цемент НЦ-20 марки 400 Усть-Каменогорского цементного завода. Прочность и морозостойкость бетонов определяли на образцах-кубах с ребром 10 см, водонепроницаемость — на образцах-цилиндрах диаметром и высотой 15 см. Образцы изготовляли из бетона марок М 200 и М 300. При подборе состава бетона стремились получить наибольшую объемную концентрацию крупного заполнителя для максимального использования водопоглощающих свойств пористого заполнителя. Учитывается, что напрягающие цементы позволяют получать практически равную прочность как при плавающей, так и при плотной упаковке крупного заполнителя в структуре бетона.

Образцы формовали с пригрузом 50 г/см² на виброплощадке с амплитудой колебаний 0,35...0,5 мм при частоте 3000 кол/мин. Затем их подвергали тепловлажностной обработке в режимах, обеспечивающих получение необходимой прочности и максимального самонапряжения. При этом самонапряжение, достигаемое бетоном, составляло 80...85% максимального для данного состава при естественном твердении в условиях водной среды в течение 7 сут после распалубки в суточном возрасте.

Для сравнения изготовляли образцы на портландцементе марки 450 из бетона равной прочности и с тем же расходом вяжущего. Результаты испытаний образцов на литоиднопемзовом щебне и песке приведены в таблице. Бетоны всех составов, как на НЦ, так и на ПЦ, имеют объемную массу 1750...1810 кг/м³. При равном расходе НЦ и ПЦ в бетоне на НЦ прочность при сжатии выше соответственно на 36, 30 и 23% (составы *1...3* и *7...9*). Для получения равнопрочных бетонов для бетона на НЦ расход вяжущего меньше соответственно на 23, 17, 14,5% (составы *1...3* и *4...6*).

Состав	Соотношение масс, %					Прочность образцов на сжатие, R_{28}, МПа
	портландцемента	напрягающего цемента	литоиднопемзового щебня фракций 5...20	литоиднопемзового щебня фракций 0...5	воды	
1	—	14	45	27,0	14,0	22,8
2	—	17	40	28,0	15,0	26,6
3	—	22	39	24,0	15,0	31,2
4	18	—	39	27,5	15,5	21,5
5	23	—	38	24,0	15,0	25,8
6	26	—	37	22,5	14,5	30,6
7	14	—	45	27,0	14,0	16,7
8	17	—	40	28,0	15,0	20,4
9	22	—	39	24,0	15,0	25,3

Примечание. Водонепроницаемость составов *1...3* — В-16; *4...9* — В-4.

Испытания на водонепроницаемость проводили в соответствии с ГОСТ 12730.5—78. Наряду со стандартными образцами изготовляли и испытывали цилиндры с металлической обечайкой для ограничения деформаций расширения бетона. После изготовления до дня испытания образцы хранили в условиях полигона укрытыми от дождя, но не от ветра для естественного проявления усадочных деформаций. Лишь три образца одной серии испытывали в возрасте 28 сут, все остальные — в возрасте 180 сут для ужесточения условий. За этот период произойдут максимально возможные для данных температурно-влажностных условий потери самонапряжения, что может отразиться на состоянии поровой структуры бетона и его водонепроницаемости.

Давление воды поднимали ступенями по 0,1 МПа через каждые 8 ч. Все образцы успешно выдержали 128-часовые испытания. При максимальном давлении испытательной установки 1,6 МПа ни на одном образце не обнаружено признаков просачивания воды или образования мокрого пятна на торцевой поверхности. Глубина проникания воды, определенная на расколотых по образующей образцах-цилиндрах сразу после испытаний, составляла всего 20...50 мм. Фактическую марку бетона по водонепроницаемости установить не удалось из-за недостаточной мощности установки. При использовании НЦ в бетонах с литоиднопемзовым заполнителем водонепроницаемость выше В-16. Такие бетоны следует отнести к бетонам с особо плотной структурой, так как показатели водонепроницаемости в 2 раза и более превышают максимальную марку В-8, нормируемую «Руководством по изготовлению изделий и конструкций из высокопрочных легких бетонов на пористых заполнителях» (М.: Стройиздат, 1979).

Установлено, что марка бетона по водонепроницаемости В-16 обеспечивается при расходе НЦ 250 кг/м³ и более, поэтому при проектировании состава смеси расход НЦ следует определять в зависимости от требуемой прочности.

Стойкость напрягающих бетонов на естественных пористых заполнителях к попеременному замораживанию и оттаиванию исследовали по методике ГОСТ 10060—76. Предназначенные для испытания образцы-кубы (как основные, так и контрольные) предварительно насыщали водой, выдерживая в течение 96 ч в ванне с водой при температуре 18...20°С. Испытания образцов на морозостойкость показали, что после 300 циклов замораживания и оттаивания спада прочности в бетоне практически не наблюдается.

Свойства бетона определяются свойствами цементного камня, заполнителя и контактной зоны между ними. Последняя является, как правило, самым слабым местом в бетонах на портландцементе: в напрягающих бетонах на пористых заполнителях находится в наиболее благоприятных условиях: заполнитель отсасывает избыточную воду затворения, чем способствует более быстрому набору прочности цементным камнем в первые часы, а затем в последующие несколько суток отдает цементному камню аккумулированную воду, необходимую для расширения. Свойство НЦ при твердении расширяться с уплотнением и упрочнением контактной зоны и всесторонним обжатием заполнителя влияет на образующуюся структуру бетона и определяет его высокие показатели по прочности, водонепроницаемости и морозостойкости.

По водопоглощающим свойствам естественные пористые заполнители Арме-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

нии занимают промежуточное положение между керамзитом и тяжелым заполнителем. Это необходимо учитывать при определении условий ухода за бетоном конструкции после тепловлажностной обработки. Установлено, что в бетоне как на литоидной пемзе, так и на туфе образуется влажностный потенциал, достаточный для обеспечения его водонепроницаемости без дополнительного увлажнения бетона, хотя со временем и происходит значительное снижение самонапряжения.

Напрягающий бетон на естественных пористых заполнителях, как и тяжелый бетон на НЦ [3], быстро впитывает воду и восстанавливает самонапряжение (за 5...6 ч—65% $\sigma_{сн}^{max}$); за 1...2 сут—о %86...96$_{сн}^{max}$), но медленно теряет влагу и снижает самонапряжение примерно три недели до практической стабилизации состояния. Это важное обстоятельство для элементов крупнопанельных зданий (плит лоджий и балконов, элементов покрытий, полов сантехнических кабин и др.), работающих в воздушно-влажном состоянии или в условиях эпизодического водонасыщения.

Бетон на НЦ и природных пористых заполнителях АрмССР обладает необходимой прочностью, высокой степенью водонепроницаемости и морозостойкости, а при эксплуатации в условиях периодического водонасыщения имеет свойство восстанавливать самонапряжение. Высокие технические показатели этого бетона обеспечивают его эффективное применение для изготовления многих элементов крупнопанельного легкобетонного домостроения в АрмССР.

Архитектурно-конструкторским отделом Ереванского ДСК разработаны конструкции покрытия безрулонных кровель, плит лоджий и балконов для крупнопанельных жилых зданий серии АГ-451КП с применением напрягающих бетонов. Совместно с НИИЖБ разработаны рекомендации по изготовлению на комбинате конструкций из такого бетона. Опытную партию этих изделий комбинат изготовил в 1985 г.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Диамант М. И., Мартиросов Т. М., Фазылов У. Ф. и др. Применение напрягающего бетона в элементах безрулонной кровли // Бетон и железобетон.— 1981.— № 6. — С. 18—19.
2. Напрягающий цемент для производства объемных блоков А. С. Зурабян, В. А. Мкртумян, Т. И. Мамедов и др. // Бетон и железобетон. — 1981. — № 4. — С. 27—28.
3. Фазылов У. Ф., Мартиросов Г. М., Ходжаев С. А. Напрягающие бетоны для безрулонных крыш жилых зданий // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1983. — № 3. — С. 30—32.

Заводское производство

УДК 69.025.224.01.46

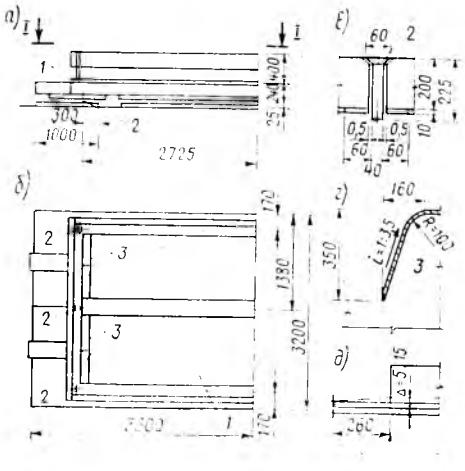
С. И. МАТЮШЕНКО, инж. (ПО Белгородстройдеталь Минтяжстроя СССР);
В. И. КОЛЧУНОВ, канд. техн. наук (Белгородский технологический ин-т строительных материалов); Н. Н. ВОИНОВ, инж. (ЦНИИпромзданий)

Опыт изготовления преднапряженных ребристых плит

Выпуск на предприятиях ПО Белгородстройдеталь Минтяжстроя СССР преднапряженных ребристых плит новой серии 1.442.1-1, разработанной ЦНИИпромзданий, показал, что принятые в рабочих чертежах технологические уклоны затрудняют извлечение конструкций из форм. При распалубке в плитах возникают трещины с раскрытием до 0,15 мм и образуются выколы в бетоне, следствием чего становится выбраковка изделий. Установлено также, что при многократной оборачиваемости форм, тщательном подборе смесей и режимов термообработки уменьшить трудоемкость распалубки и исключить трещины не удается.

Устранить указанные трудности при изготовлении конструкций можно после реконструкции форм. Для этого поддон опалубочной формы оборудуется четырьмя или шестью опорами-толкателями, устанавливаемыми под заладными деталями плит (см. рисунок). Толкатель представляет собой цилиндрический палец, вставленный в ребро поддона формы и зафиксированный в крайнем нижнем положении под действием собственной массы.

При каждом формовании толкатели смазывают вязкой смазкой, разогретым парафином или используют другие известные технологические приемы, исключающие затекание бетона в зазоры между телом толкателя и стенки.



Конструкция опалубочной формы
а — общий вид; *б* — план; *в, г* — конструктивные элементы:
1 — поддон; *2* — толкатели; *3* — элемент скосов поддона; *4* — поддон; *д* — схема смещения изделия в форме

Для увеличения технологических уклонов скосов торцевых ребер плит по кессону поддона устанавливаются дополнительные элементы из листовой стали. Реконструкция опалубочных форм выполнена на заводе ЖБИ № 4 ПО Белгородстройдеталь, осуществлявшем освоение промышленного выпуска конструкций плит. Стоимость реконструкции не превышает 5% полной стоимости изделий.

Изготовление изделий в реконструированных формах производилось следующим образом. В форму, установленную на толкатели, зафиксированные в нижнем крайнем положении, укладывают арматуру и бетон. После виброуплотнения и термообработки изделие в форме устанавливают для распалубки на горизонтальную поверхность. Открывают борта формы, обрезают рабочие арматурные стержни в последовательности, предусмотренной для серии 1.442.1-1 и обеспечивающей передачу усилия обжатия на бетон.

Форму с толкателями устанавливают затем на ровную горизонтальную поверхность, и при одновременном включении в работу всех стержней-толкателей осво-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

бождают изделие из формы. Отрыв его от поддона обеспечивается действием равнодействующей (после обрезки рабочих стержней) сил обжатия и вертикально приложенных выталкивающих сил от стержней-толкателей, а также увеличенными технологическими уклонами скосов торцевых ребер, различием в жесткости изделия и стальной формы.

Применение реконструированных форм и описанной технологии изготовления плит вызвало изменение некоторых проектных опалубочных размеров конструкции, схемы и величин монтажных нагрузок, действующих в процессе изготовления. В этой связи возникла необходимость в экспериментально-теоретических исследованиях по проверке соответствия изготовляемых описанным способом конструкций требованиям действующих норм [1] в стадии изготовления и на действие эксплуатационных нагрузок.

Были изготовлены и испытаны плиты двух опытных серий — две плиты I серии и четыре плиты II серии. В качестве эталонных (I серия) были приняты плиты марки 1П1-1А IIIв и 1П-1 3А IIIв (по типовому проекту), изготовленные с проектными опалубочными размерами без применения толкателей. Следует отметить, что после осуществленной с трудом распалубки изделий путем отрыва ее с форм на приопорных участках продольных и в торцевых поперечных ребрах имели место технологические трещины с раскрытием 0,1...0,15 мм.

Образцы II серии (две плиты марки 1П1-1А IIIв и две плиты марки 1П1-3А) изготовлены были в реконструированных формах с толкателями, изделия после распалубки трещин не имели.

Исследования проводили в два этапа. На первом в стадии изготовления определяли напряженно-деформированное состояние и трещиностойкость фрагментов, охватывающих зоны анкеровки преднапряженной арматуры образцов II серии на действие монтажных нагрузок. Расчеты выполняли методом конечных элементов. Фрагменты аппроксимировали прямоугольными плоскими элементами оболочки. В момент установки формы с изделием на толкатели преднапряжение передается на форму, и она при отрыве от изделия под действием собственной массы получает вертикальное смещение Δ, которое возможно только за счет увеличения продольных деформаций преднапряженного стержня.

В результате от преднапряженного стержня на бетон плиты передается растягивающая сила N_Δ, вызванная указанным удлинением стержня и подсчитанная по этому удлинению, исходя из максимально возможного перемещения толкателя $\Delta = 15$ мм. Эту силу прикладывали на длине зоны передачи напряжений в соответствии с треугольной эпюрой их распределения на этом участке. В результате расчета получена картина напряженно-деформированного состояния в бетоне приопорной зоны продольных ребер от указанного воздействия.

Установлено, что значения максимальных растягивающих напряжений в указанной зоне не превышают 0,925 МПа, что составляет 0,8...0,85 $R_{bt\,ser}$ для бетона при его передаточной прочности 21...22 МПа. Результаты расчетов подтверждаются визуальными наблюдениями за трещинообразованием в конструкциях при распалубке. В распалубленных изделиях трещины не появились.

На втором этапе натурные образцы плит испытаны на эксплуатационные нагрузки по методике, составленной в соответствии с требованиями типового проекта и ГОСТ 8829—77 [2]. Загружение осуществляли штучными грузами, ступенями по 0,1 от контрольной испытанной нагрузки (по деформациям и ширине раскрытия трещин). В процессе испытаний с помощью индикаторов часового типа измеряли вертикальные перемещения конструкции плиты на опорах в середине и в четвертях пролета.

Обнаружение микротрещин на каждом этапе нагружения в зонах возможного их появления производили смачиванием поверхности бетона ацетоном — в трещине ацетон высыхает гораздо медленнее, четко обнажая ее направление и длину. Ширину раскрытия трещин на уровне нижнего ряда арматуры измеряли микроскопом. Прочность конструкции оценивалась величиной нагрузки, вызывающей возникновение одного из предельных состояний, предусмотренных в [2].

Анализ опытных данных позволяет отметить следующее. Максимальный прогиб (среднее значение для плит 1П1-1А IIIв) продольных ребер конструкций серии II в среднем поперечном сечении при нагрузке 3,6 кН/м² составил 0,00245 м, что на 6,1% меньше контрольного прогиба, равного 0,0026 м. Максимальный прогиб для плит 1П1-1А IIIв серии I составил 0,00238 м, что на 9,3% меньше контрольного прогиба. Разница (запас по жесткости) между контрольными и измеренными прогибами для плит марки 1П1-3А IIIв составила 8,1%, а для плит этой же марки второй серии — 9,7%.

Первые трещины в продольных ребрах плит 1П1-1А IIIв появились при нагрузке 3,29 кН/м², а у плит 1П1-3А III в — при нагрузке 16,2 кН/м².

Максимальная ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке по проверке трещиностойкости (3,6 кН/м²) для плит 1П1-1А IIIв I и II серий не превышала 0,1 мм. Ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке по трещиностойкости (17,6 кН/м²) для плит 1П1-3А IIIв серии I составила 0,15 мм, а серии II — 0,12 мм.

Оценку прочности производили, исходя из контрольных значений испытательных нагрузок ($P_к$). Так, плиты 1П1-1А IIIв обеих серий были нагружены испытательной нагрузкой 11,7 кН/м² (что примерно соответствует контрольной нагрузке при $C = 1{,}6$). Признаки разрушений, оговоренные в [2], во всех испытанных образцах не обнаружены. Плиты 1П1-3А IIIв были нагружены испытательной нагрузкой 38,1 кН/м² (что соответствует контрольной нагрузке при $C = 1{,}6$). В них также не было обнаружено признаков разрушения.

Уместно отметить, что при наблюдении за бетоном зон анкеровки преднапряженной арматуры, растянутых в момент распалубки конструкций, не обнаружено признаков их трещинообразования и разрушения при всех уровнях нагружения. Это также свидетельствует о том, что изменение характера и величин нагрузок не повлияло на прочность и трещиностойкость конструкций.

Выводы

Внедрение описанной технологии изготовления конструкций ребристых преднапряженных плит серии 1.442.1-1 позволило освоить их массовый промышленный выпуск, снизить трудозатраты при распалубке изделий, улучшить их качество и исключить появление технологических трещин.

Расчеты фрагментов конструкций плит показали, что растягивающие напряжения, вызванные реконструкцией опалубочной формы, меньше R_{bt}, т. е. трещиностойкость этих зон обеспечена.

Испытания натурных конструкций плит, изготовленных в реконструированной форме, показали, что их прочность, жесткость и трещиностойкость удовлетворяют требованиям действующих норм.

Опыт освоения производства конструкции преднапряженных плит новой серии 1.442.1-1 может быть распространен на других заводах, осваивающих выпуск этих изделий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1976. — 79 с.
2. ГОСТ 8829—77. Конструкции и изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. — М.: Изд-во стандартов, 1977. — 24 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 628.143.1/.5

А. С. РАГОЛЬСКИЙ, инж. (НИИЖБ); И. В. МИХАЙЛОВ, инж. (КТБ НИИЖБ)

Инъецирование арматурных каналов самонапряженных труб больших диаметров

В конструкциях напорных самонапряженных трубопроводов диаметром 5...7,5 м отдельные звенья труб соединяют в продольном направлении натяжением арматурных канатов, для которых в трубе оставляют специальные каналы. Создание максимально плотной водо- и газонепроницаемой среды вокруг арматурного каната позволяет надежно предохранить его от коррозии, сохранить заданное обжатие водовода в продольном направлении в течение всего периода эксплуатации.

В НИИЖБ в 1984 г. установили основные свойства инъекционных растворов на основе напрягающего цемента. При этом подбирали составы инъекционных растворов, режимы и технологические приемы инъецирования, а также экспериментально реализовывали предположение о целесообразности опрессовки инъекционного раствора на основе НЦ в арматурных каналах избыточным давлением, создаваемым на выходе растворонасоса при обеспечении отвода воздуха и излишней воды затворения.

Подбор составов инъекционных растворов основывался на изучении свойств растворных смесей на НЦ: водоотделения, оседания, прочности, свободного расширения и самонапряжения в зависимости от состава раствора, наличия пластифицирующих добавок и $В/Ц$. Для исследований использовали чисто цементные и цементно-песчаные растворы без добавок и с пластифицирующей добавкой С-3. Для цементно-песчаных растворов применяли естественный мелкий песок с $M_{кр}=2{,}28$ в количестве 30 и 50% массы цемента. Результаты исследования водоотделения растворов приведены на рис. 1. Тенденция к уменьшению водоотделения при введении в раствор мелкого песка, характерная для инъекционных растворов на основе обычных цементов*, справедлива и для напрягающих инъекционных растворов. Водоотделение как чисто цементных, так и цементно-песчаных растворов на основе НЦ при $В/Ц=0{,}45...0{,}6$ оказалось меньше, чем водоотделение аналогичных по составу растворов на ПЦ, что указывает на лучшую связность перекачиваемых растворов на НЦ.

Таблица 1

Ц:В:П	С-3, %	В/Ц	О. К., см	Водоотделение до приложения $P_{пр}$, %	Водоотделение, % после приложения $P_{пр}$, МПа		
					0,2	0,5	1
1:0,4	0,5	0,4	18	0,5	0,2	0,1	—
1:0,4:0,3	0,5	0,4	17	0,4	0,1	—	—
1:0,6:0,3	—	0,6	18	2,0	0,7	0,5	0,4

На водоотделение напрягающих растворов влияет способ формования каналов при инъецировании. В условиях опрессовки раствора в канале избыточным давлением 0,5...0,7 МПа и при обеспечении эффективного отжатия излишней воды затворения, водоотделение растворов значительно уменьшается.

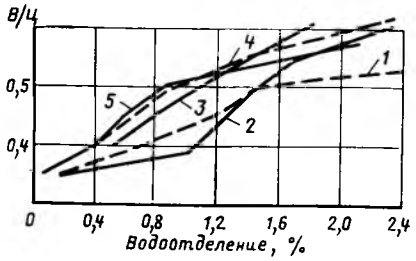


Рис. 1. Водоотделение инъекционных растворов различных составов

1 — цементный раствор без добавок на основе ПЦ; *2* — без добавок на основе НЦ-10 Подольского цементного завода; *3* — с 0,5% С-3 на основе НЦ-10 Подольского цементного завода; *4* — цементно-песчаный раствор с 30% мелкого песка и 0,5% С-3 на основе НЦ-10; *5* — то же, с 30% мелкого песка без добавок НЦ-10

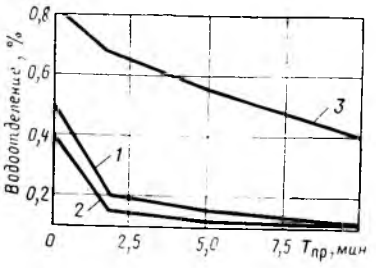


Рис. 2. Водоотделение инъекционных растворов после воздействия опрессовочного давления

1 — цементный раствор на НЦ-10, В/Ц=0,4, С-3 (0,5%), О.К.=18 см; *2* — цементно-песчаный раствор на НЦ-10, В/Ц=0,4, С-3 (0,5%), О.К.=17 см; *3* — то же, В/Ц=0,6, О.К.=18 см

В табл. 1 приведены значения водоотделения испытуемых растворов после воздействия опрессовочным давлением различной интенсивности.

В результате оценки установлена большая эффективность прессования для пластичных смесей с О. К.=16 см без пластифицирующих добавок, т. е. низкомарочных растворных смесей по сравнению с пластифицированными смесями. Для таких смесей возможна оценка конечного водоцементного отношения исходя из водоотделения после формования с опрессовкой. Для пластифицированных смесей с $В/Ц=0{,}45$ эффективность формования с опрессовкой, с точки зрения снижения конечного $В/Ц$, оказывается менее наглядной, поскольку уже кратковременное приложение незначительных опрессовочных усилий снижает конечное водоотделение практически до нуля, тем самым делая невозможным точное определение истинного остаточного $В/Ц$.

В ходе исследований на натурной модели арматурного канала, изготовленной в масштабе 1:1, произвели 14 циклов нагнетания инъекционных растворов при различных условиях подачи и заполнения канала. Модель арматурного канала представляла собой разборную металлическую трубу длиной 2000 мм, диаметром 50 мм, состоящую из двух скорлуп, соединяемых восьмью специальными хомутами на болтовых зажимах.

Для экспериментов выбрали два инъекционных пластифицированных (С-3—0,5% массы цемента) раствора на основе НЦ-10 Подольского цементного завода, активностью 28 МПа, включающие чисто цементный раствор с $В/Ц=0{,}4$ и О. К.=24 см со сроками схватывания: начало 1 ч 35 мин, конец 2 ч 54 мин, а также цементно-песчаную смесь состава: 1:0,3 и О. К.=22 см со сроками схватывания 2 ч 0,9 мин и 3 ч 51 мин.

Нагнетание раствора осуществляли в трех основных режимах:

* Васильев А. П., Матков Н. Г. Инъецирование каналов предварительно напряженных железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1964. — 246 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

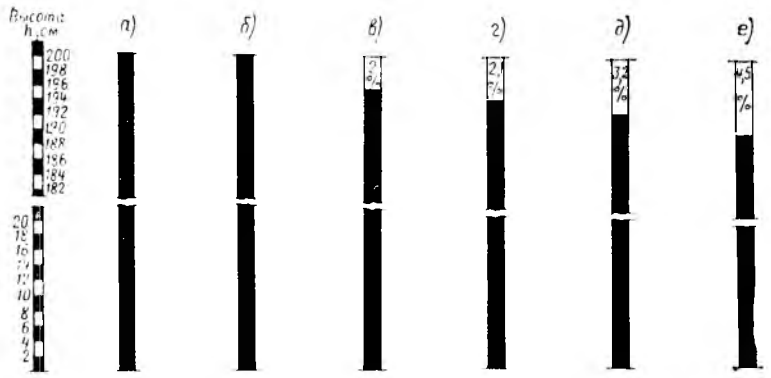


Рис. 3. Величина оседания раствора по режимам нагнетания

а — напорное нагнетание и выдерживание под давлением цементного раствора 1:0; *б* — то же, цементно-песчаного раствора 1:0,3; *в* — подача смеси до полного наполнения модели с дополнительной вибрацией, 1:0; *г* — то же, 1:0,3; *д* — то же, без дополнительной вибрации, 1:0; *е* — то же, 1:03

подача смеси снизу вверх до полного вытеснения находящейся в канале воды, выбрызга некоторого количества раствора через перфорацию верхней крышки модели и поднятия давления до 1,2 МПа, выдерживание в течение 2,5 и 10 мин;

подача смеси сверху вниз до полного наполнения модели с дополнительной вибрацией образца с помощью глубинного вибратора, передающего колебания на металлическую поверхность канала;

подача смеси снизу вверх до полного наполнения модели, вытеснения находящейся в канале воды, выдерживание под давлением с последующим сбросом раствора через нижний входной узел для исследования раствора.

Дополнительно подавали смесь снизу вверх при расположенном в канале арматурном стержне диаметром 14 мм, имитирующем влияние каната на заполнение арматурного канала методом напорного нагнетания.

Распалубку экспериментального канала, заполненного в первом и последнем режимах, производили через 6...8 ч после формования, а во втором режиме — через 16...20 ч. После раскрытия модели определяли усадку и оседание раствора. На рис. 3 приведены величины оседания раствора по режимам нагнетания. Оседания растворов на основе НЦ при использовании напорного метода инъецирования не наблюдалось. При распалубке модели инъекционного канала в возрасте 7 сут крепежные болты и резьба верхней перфорированной крышки оказались деформированными не только усилием обжатия при формовании, но и вследствие расширения раствора, находящегося в модели. Возможность компенсации (полной или частичной) оседания раствора является одним из основных преимуществ применения напрягающих цементов в инъекционных растворах.

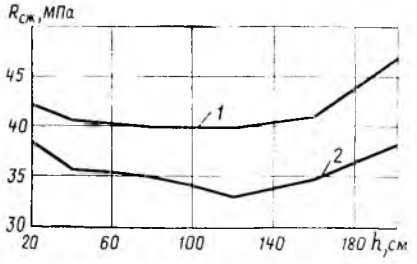


Рис. 4. Изменение предела прочности образцов по высоте инъецируемого канала

1 — цементно-песчаный раствор; *2* — цементный раствор

На рис. 4. приведено изменение предела прочности на сжатие образцов по высоте инъецируемого канала для чисто цементного и цементно-песчаного раствора через 28 сут воздушно-сухого хранения. Некоторое снижение $R_{сж}$ на высоте 20...160 см свидетельствует об увеличении потерь опрессовочного давления по высоте арматурного канала. В то же время значительное увеличение прочности образцов, расположенных в верхней части канала, указывает на более полное отжатие воды и воздуха через расположенную в верхнем торце канала перфорированную крышку. Возможность компенсации потерь давления при опрессовке инъекционного раствора в канале вследствие отжатия излишней воды затворения и воздуха через перфорацию или напорную фильтрацию в бетонные стенки арматурного канала особенно важна при инъецировании арматурных каналов значительной протяженности.

Основные физико-механические характеристики образцов инъекционных растворов при различных режимах формования арматурных каналов представлены в табл. 2. Они свидетельствуют о том, что прочность на сжатие образцов, изготовленных методом напорного формования при избыточном давлении на выходе растворонасоса до 1,2 МПа, на 20...30% выше прочности образцов, формуемых непосредственно перед нагнетанием в модель арматурного канала, а также образцов, формуемых методом свободного наполнения экспериментальной модели. Для режима напорного нагнетания прочность образцов из чисто цементных растворов незначительно отличается от прочности образцов из цементно-песчаных растворов.

Выводы

Проведенные исследования свидетельствуют о возможности высокоэффективного использования напрягающего цемента для приготовления инъекционных растворов. При этом достигается более плотная запаковка арматурного каната вследствие уменьшения водоотделения и оседания раствора. Линейное расширение и самонапряжение инъекционного раствора позволяет добиться дополнительного обжатия в теле канала, что приводит к дополнительному уплотнению структуры раствора.

Применение метода напорного нагнетания инъекционных растворов позволяет на 30...40% повысить прочность растворов вследствие отжатия излишней воды затворения, значительно снизить оседание раствора, а также добиться значительной экономии цемента благодаря замене чисто цементных инъекционных растворов цементно-песчаными смесями при сохранении марочной характеристики раствора.

Таблица 2

Режим нагнетания	$R_{сж}$, МПа, через, сут					$R^{28}_{сж}$, МПа	Самонапряжение, МПа, через, сут.				Оседание, %	$R_н$, МПа через, сут		
	1	7	14	28	90		1	14	28	90		1	14	28
Напорное нагнетание снизу вверх и выдерживание раствора под давлением 0,8 МПа	11,9*/9,1	24,5/21,8	37,2/40,7	47,1/41,6	50,4/48,8	34,9/32,4	0,35/0,25	0,45/0,35	0,90/0,60	1,1/0,7	0,0/0,0	2,7/2,1	4,9/4,0	7,6/6,7
Подача смеси сверху вниз до полного наполнения модели с дополнительной вибрацией	7,3/6,2	17,0/15,7	28,3/26,5	34,6/31,6	40,6/37,4	34,8/32,0	0,20/0,15	0,50/0,35	0,65/0,50	0,8/—	,0/2,1	2,3/2,0	4,7/4,7	8,0/7,4
То же, без дополнительной вибрации	6,2/5,7	16,5/14,7	22,7/24,0	31,0/30,6	—/—	33,6/33,4	—/—	—/—	—/—	—/—	3,2/4,5	1,9/2,0	4,0/3,9	6,6/7,1

* Над чертой — цементный раствор, под чертой — цементно-песчаный раствор состава 1:0,3

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 693.547.3

Н. А. РОМАНОВА, Р. К. ЖИТКЕВИЧ, кандидаты техн. наук, О. В. МАТВЕЕВА, инж. (НИИЖБ); Э. Б. МАДОРСКИЙ, канд. техн. наук (ГПО Мосстройконструкция)

Опыт беспрогревного бетонирования стен из керамзитобетона

В СССР в практике строительства уже более 30 лет успешно применяют беспрогревный метод зимнего бетонирования, основанный на введении в бетонную смесь противоморозных добавок, понижающих температуру замерзания воды затворения и ускоряющих твердение бетона при отрицательных температурах. Таким способом в зимних условиях ежегодно укладывают 4...5 млн. м³ тяжелого бетона.

В последнее время в монолитном строительстве чаще стали применять легкий бетон, в основном керамзитобетон. Однако работы проводили, главным образом, в летних условиях, опыт зимнего беспрогревного бетонирования монолитных конструкций из керамзитобетона практически отсутствовал.

Зимой 1983/84 г. в Москве началось строительство здания из конструкционного керамзитобетона марки М 200 с пониженной объемной плотностью ($\gamma \leqslant 1400$ кг/м³). Керамзитобетон приготовляли на бетонном узле в турбулентных бетоносмесителях по технологии, разработанной НИИЖБ совместно с ГПО Мосстройконструкция. Состав бетона: Подольский портландцемент марки 400—450 кг/м³, керамзит Бескудниковского завода насыпной плотностью 540 кг/м³ и прочностью при сжатии в цилиндре $R_п \geqslant 1{,}8$ МПа — 1400 л, вода — 300 л. В качестве противоморозной вводили комплексную добавку, содержащую 2% нитрита натрия от массы цемента и 0,2% пластификатора КОМД-С, представляющего собой продукт, получаемый на основе СДБ и соапстока. Приготовленную бетонную смесь транспортировали автомашинами; длительность перевозки составляла 45 мин, поэтому начальная подвижность смеси была 12 см, температура 20...25°С.

В лабораторных условиях НИИЖБ из бетона, привезенного с БСУ ГПО Мосстройконструкция были отформованы кубы с ребром 10 см, которые выдерживали в стационарных климатических камерах с температурой 20, 5, —5, —15 и —25°С в течение 4, 7 и 28 сут и затем испытывали на прочность. Кроме того, дополнительно испытывали образцы, твердевшие 28 сут при указанных отрицательных температурах, а затем 28 сут в нормальных условиях. Результаты определения прочности образцов на сжатие приведены в таблице.

Прочность керамзитобетона, твердевшего при температуре 20°С, в возрасте 28 сут соответствовала проектной. Керамзитобетон, твердевший при температуре 5 и —5°С, к 28 сут также набрал проектную прочность, хотя в начальные сроки темп его твердения был замедлен по сравнению с твердением в нормальных условиях. При температуре твердения —15°С прочность бетона в возрасте 28 сут составила 50% проектной, при —25°С — 5%. После дополнительного 28-суточного выдерживания в нормальных условиях имели место недоборы прочности в размере до 25% прочности керамзитобетона, твердевшего при —15 и —25°С.

Температура твердения, °С	Прочность на сжатие, МПа, после твердения в течение, сут			
	4	7	28	56*
20	13,0	15,0	21,3	—
5	9,9	14,5	21,0	—
—5	6,8	11,5	19,6	21,5
—15	1,3	3,2	10,3	15,3
—25	—	0,3	1,0	16,2

* 28 сут твердения в нормальных условиях после 28-суточного выдерживания при отрицательных температурах.

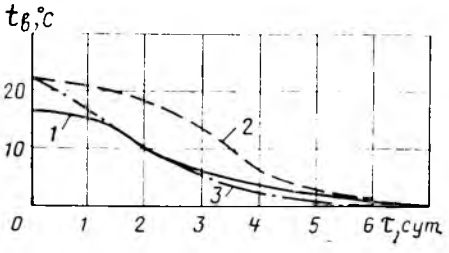


Рис. 1. Температурные кривые остывания керамзитобетона, уложенного в конструкцию стены при температуре наружного воздуха —3 (1), —6 (2), и —10°С (3)

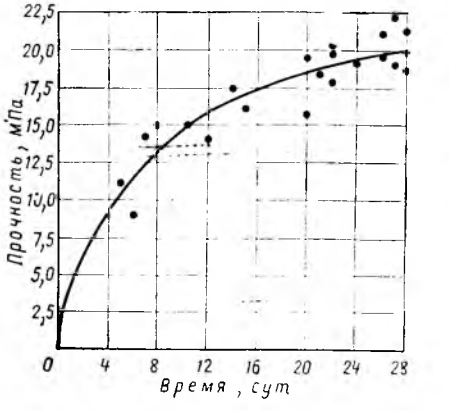


Рис. 2. Нарастание прочности различных партий керамзитобетона, уложенного в конструкцию стены при температуре наружного воздуха —3...—10°С

Кроме исследований по темпу твердения определяли морозостойкость керамзитобетона, твердевшего в течение 28 сут при температуре —15°С и 28 сут — в нормальных условиях. Морозостойкость керамзитобетона превышала марку Мрз 300. Причем следует отметить, что при прохождении циклов замораживания и оттаивания прочность образцов увеличивалась постепенно и после 300 циклов практически равнялась проектной (19,9 МПа). Это свидетельствует о том, что структура керамзитобетона, твердевшего при температуре —15°С, когда имело место частичное его замораживание, не претерпела необратимых нарушений, и бетон, имевший в возрасте 56 сут недоборы прочности, в дальнейшем набрал проектную прочность.

Стены здания толщиной 70 см бетонировали в январе—феврале 1984 г. при температуре наружного воздуха —3...—10°С. Бетон укладывали в металлическую опалубку французской фирмы «Нисон». Температура уложенного бетона составляла 15...22°С. Замеры температуры твердеющего бетона производили 2 раза в сутки. На рис. 1 представлены данные остывания бетона, уложенного при различной температуре наружного воздуха. Продолжительность охлаждения бетона до 0°С составляла 5...7 сут. Таким образом, начальное твердение керамзитобетона происходило при положительных температурах.

Для контроля прочности твердеющего керамзитобетона во время бетонирования стен изготовляли кубы с ребром 10 см, которые хранили на бетонируемой конструкции и испытывали затем на сжатие. На рис. 2 приведены результаты определения прочности различных партий бетона, уложенного при температуре наружного воздуха —3...—10°С. Как правило, в месячном возрасте керамзитобетон приобретал марочную прочность.

Таким образом, выполненные лабораторные исследования и испытания, проведенные на строительной площадке, позволяют рекомендовать беспрогревный способ выдерживания конструкционного керамзитобетона с комплексной добавкой НН+КОМД-С при строительстве зданий монолитным способом в зимних условиях.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327:620.172

Е. А. КОГАН, канд. физ.-мат. наук, А. Л. УСКОЛОВСКИЙ, инж. (ВНИИЖелезобетон)

Передвижная установка для испытаний на растяжение при раскалывании

Наиболее универсальным и легко осуществимым в производственных условиях методом определения прочности бетона на растяжение является способ испытаний на раскалывание. Для повышения точности определения этой величины и снижения трудоемкости испытаний целесообразно использовать специальные центрирующие устройства. Их применение предусматривает и ГОСТ 10180 — 78 «Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение», однако схема рекомендуемого приспособления в стандарте отсутствует.

Существующие конструкции приспособлений [1, 2], центрирующих нагрузку и образец, достаточно сложны и ориентированы на использование в стационарных условиях. Особенность разработанной во ВНИИЖелезобетоне установки[1] состоит в том, что она позволяет осуществлять контроль прочности на растяжение в составе передвижных лабораторий и непосредственно на стройплощадке при выполнении гидромелиоративного, дорожного и сельского строительства.

Установка снабжена переносным гидравлическим пресс-насосом ГПН-10, обеспечивающим небольшие величины предельных разрушающих нагрузок и точность их измерения при испытаниях на раскалывание.

Установка позволяет испытывать на раскалывание образцы-кубы и призмы разных размеров с поперечным сечением 10×10, 10×15 и 15×15 см, производить тарировку пресс-насоса в полевых условиях, а также тарировку силового агрегата (при использовании специального крепления) для испытаний на отрыв со скалыванием.

Основные узлы установки — жесткая силовая рама прямоугольной формы, снабженная подвижной верхней траверсой, подводящее устройство, пресс-насос самоцентрирующийся ГПН-10 на усилие 100 кН, укладочный контейнер, два образцовых динамометра сжатия ДОСМ-3-5.

Масса установки с контейнером 33 кг, без него — 24 кг. Габариты укладочного контейнера 763×512×510 мм. Силовая рама закрепляется с помощью двух консолей и болтов на крышке укладочного контейнера, в котором она находится в транспортном положении. Рама имеет верхнюю и нижнюю опорные плиты, соединенные двумя вертикальными стержнями кольцевого сечения. По ним как по направляющим перемещается верхняя траверса с установленным на ней колющим штампом. Другой колющий штамп закреплен на нижней опорной плите рамы (см. рисунок).

Для исключения влияния на результаты испытаний непараллельности опорных граней образца-куба в траверсе имеются отверстия-пазы прямоугольной формы в плане под направляющие стержни, причем меньший размер отверстия перпендикулярен плоскости раскалывания и равен диаметру направляющего стержня. Такое соединение кроме вертикального поступательного перемещения траверсы допускает поворот ее в плоскости раскалывания, что исключает неполное прилегание колющего штампа по всей длине грани образца. В результате обеспечивается равномерное приложение нагрузки на образец и исключается смещение штампов из плоскости раскалывания.

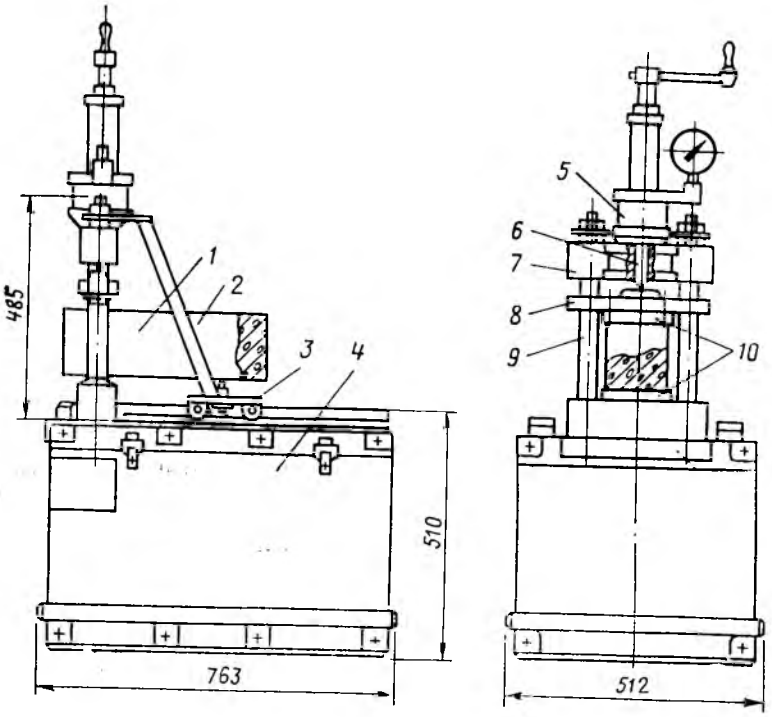
Траверса подпружинена таким образом, что после снятия нагрузки она возвращается в исходное положение.

Пресс-насос жестко крепится к верхней опорной плите рамы с помощью резьбового соединения до упора нажимника в подвижную верхнюю траверсу. Нажимник выбирается в зависимости от размеров поперечного сечения испытываемого образца бетона, в частности, при тарировке пресс-насоса он имеет максимальную длину. При испытаниях на раскалывание усилие, развиваемое пресс-насосом, передается на подвижную верхнюю траверсу, которая перемещается вниз и передает усилие на контрольный образец.

Образец-кубик перед испытанием устанавливается на риски, имеющиеся на нижнем колющем штампе, так, чтобы вертикальная плоскость, проходящая через ось симметрии колющих штампов, совпадала с сечением раскалывания.

Образец-призма устанавливается одним концом на нижний колющий стержень, а другим — на плавающую опору подводящего устройства, перемещающегося по

[1] А. с. 767612. СССР, МКИ³ G 01 n 3/08. Устройство для испытания образцов на растяжение раскалыванием / А. Л. Усколовский (СССР) // Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки. — 1980. — № 36.



Общий вид установки для испытаний бетона на растяжение методом раскалывания и тарировки пресс-насоса

1 — образец; *2* — консоли; *3* — подводящее устройство; *4* — укладочный контейнер; *5* — пресс-насос; *6* — нажимник пресса; *7* — силовая рама; *8* — верхняя траверса; *9* — вертикальные стержни; *10* — колющий штамп

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

направляющим рельсам, закрепленным на крышке укладочного контейнера. Призма раскалывается при последовательном перемещении подводящего устройства в нескольких сечениях по длине с шагом не менее половины высоты поперечного сечения.

Колющие штампы имеют цилиндрическую контактную поверхность диаметром 150 мм; они могут быть сменными.

Методика испытаний на раскалывание и обработки результатов испытаний соответствует требованиям ГОСТ 10180—78.

Тарировка пресс-насоса производится с помощью двух образцовых динамометров сжатия ДОСМ-3-5, устанавливаемых параллельно друг другу между нижней опорной плитой и верхней подвижной траверсой после снятия колющих штампов. Фиксируя показания динамометров на каждом этапе нагружения вплоть до достижения предельного усилия, равного 10 тс, строят искомую тарировочную зависимость. Тарировку следует производить после каждой перевозки и демонтажа установки, но не менее одного раза в полугодие.

Проведенные на установке массовые испытания различных бетонов в лабораторных и производственных условиях показали, что коэффициент вариации прочности на растяжение при раскалывании существенно (почти в 1,5 раза) снижается по сравнению со случаем, когда центрирующее устройство не применялось. Кроме того, определяемое значение R_{pp} повышается примерно на 15%, что позволяет сократить расход цемента.

Установка удовлетворяет требованиям, предъявляемым к полевому оборудованию для испытаний бетона. Она несложна в изготовлении, имеет надежную конструкцию, проста в эксплуатации, обслуживается одним лаборантом, время ее монтажа и демонтажа не превышает 1 ч, размещается в транспортном положении в компактном укладочном контейнере. Входящая в состав установки силовая рама с траверсой и колющими стержнями может быть непосредственно использована для стандартных испытаний на раскалывание в качестве центрирующего приспособления. В частности, оно применяется при контроле прочности бетона напорных труб со стальным сердечником [3].

Использование установки позволяет отказаться от мощного и громоздкого испытательного оборудования, неприменимого в передвижных полевых лабораториях, оперативно получать достоверную информацию о качестве бетона непосредственно с мест производства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Справочник работника строительной лаборатории завода ЖБИ. — Киев: Будивельник. 1975. — 248 с.
2. Гоголицын В. А. и др. Определение прочности бетона на сжатие // Бетон и железобетон. — 1960. — № 8. — С. 372.
3. Когаи Е. А., Усколовский А. Л., Тевелев Ю. А. Контроль прочности бетона напорных труб со стальным сердечником // Бетон и железобетон. — 1982. — № 7. — С. 18—20.

В помощь проектировщику

УДК 624.071

Ю. Л. ИЗОТОВ, канд. техн. наук (Днепропетровский филиал НИИСП);
Т. Ю. ИЗОТОВА, инж. (ПО «Днепрошина»)

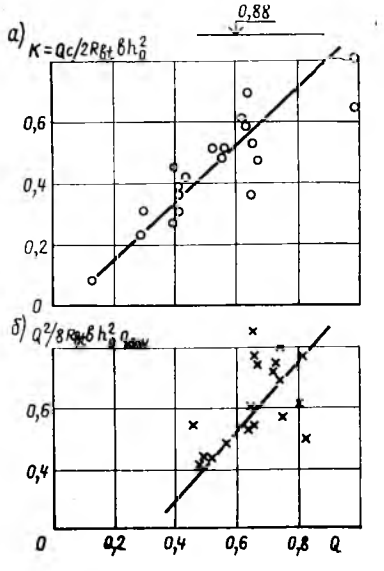
Расчет внецентренно растянутых элементов на действие поперечной силы

При расчете внецентренно растянутых элементов на действие поперечной силы ее величина, воспринимаемая бетоном над концом косой трещины согласно СНиП II-21-75, уменьшается умножением на эмпирический коэффициент

$$k_н = 1 - 0{,}2\,\frac{N}{R_{bt}\,b\,h}\,. \qquad (1)$$

Экспериментальными исследованиями [1, 2] установлено, что при приложении внецентренно растягивающего усилия N между арматурой A_s и A_s' поперечная сила при наличии и отсутствии хомутов воспринимается бетоном.

В случае приложения к изгибаемому элементу центрально растягивающего усилия N сжимающие напряжения в сжатой зоне поперечного сечения элемента снижаются и при большом его значении по сравнению со сжимающим усилием в бетоне меняют знак. При этом относительное сопротивление бетона срезу k во внецентренно растянутых элементах с увеличением степени прироста усилия в растянутой арматуре от действия $N\,\frac{0{,}5\,N}{0{,}5\,N + N_s}$ снижается [1, 2] (см. рисунок).



Изменение относительной величины сопротивления бетона срезу (*а*) и относительной несущей способности балки на действие поперечной силы в зависимости от θ (*б*)

○ — [2]; × — [1]

$$\theta = 1 - \frac{0{,}5\,N}{0{,}5\,N + N_s}\,, \qquad (2)$$

где N_s — усилие в продольной арматуре от действия изгибающего момента при приближенном значении плеча внутренней пары:

$$N_s = \frac{M}{h_0 - a'}\,.$$

При линейной зависимости изменения k от θ коэффициент, учитывающий снижение несущей способности бетона над концом косой трещины на действие поперечной силы, следует определять зависимостью (2), т. е.

$$k_н = 1 - \frac{0{,}5\,N}{0{,}5\,N + N_s}\,. \qquad (3)$$

Линейная зависимость $\frac{Q^2}{8R_{bt}\,b\,h_0^2\,q_{sw}}$ от θ (см. рисунок) подтверждает изложенное выше.

Для установления несущей способности внецентренно растянутого элемента на действие Q служит формула

$$Q_{ub} = \sqrt{k_н\,8\,R_{bt}\,b\,h_0^2\,q_{sw}}\,. \qquad (4)$$

Результаты сравнения расчетных данных с опытными свидетельствуют о достоверности коэффициента $k_н$, подсчитанного по формуле (3), учитывающего влияние внецентренно растягивающего усилия N на снижение сопротивления бетона над концом косой трещины срезу.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зорич А. С. Несущая способность внецентренно растянутых железобетонных элементов из обычного и высокопрочного бетонов на действие поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1976, № 11.
2. Кириакиди Г. И. Несущая способность внецентренно растянутых элементов при действии поперечных сил. — Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, 1964 (РИСИ).

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327:624.04

Е. А. ЧИСТЯКОВ, К. Х. МАРДАНОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Гибкие сжатые элементы при совместном действии длительной и кратковременной нагрузок

Для выявления влияния различных режимов загружения на несущую способность гибких сжатых железобетонных элементов их исследовали при совместном длительном и кратковременном нагружении. При этом изгибающий момент, создаваемый кратковременной нагрузкой, имел знак, противоположный знаку момента от длительного загружения.

Испытания проведены с шарнирно опертыми образцами по схеме предельно-поперечного изгиба — продольные силы (длительная $N_д$ и кратковременная $N_к$) прикладывали по концам элемента с нулевым эксцентриситетом, а поперечные ($P_д$ и $P_к$) — по середине длины образца в противоположных направлениях. Эта схема позволила загружать образцы в процессе испытания с любым переменным начальным эксцентриситетом, который связан с продольной силой ($N_д$, $N_к$ или их равнодействующей $N_с$) и с соответствующей поперечной силой ($P_д$, $P_к$ или $P_с$) зависимостью

$$e_0 = \frac{P\,l_0}{4\,N}\,. \qquad (1)$$

Испытали две группы образцов сечением 15×24 см, отношение расчетной длины к высоте сечения $l_0/h=31$ с симметричной арматурой из четырех стержней класса А-III, отличающихся прочностью бетона и диаметром арматуры (группа I — $R_{пр}=52$ МПа, $d_а=14$ мм; группа II — $R_{пр}=33$ МПа, $d_а=16$ мм).

Длительное загружение производили с начальным эксцентриситетом $0{,}3\,h$ или $0{,}5\,h$ при уровне нагрузки, составляющем 70...80% несущей способности при кратковременном действии нагрузки с тем же эксцентриситетом. При таких значениях нагрузки и эксцентриситета на растянутой грани образцов появлялись трещины, существенно развивались неупругие деформации бетона — прогиб за 2...4 мес выдерживания под нагрузкой возрос примерно в 2 раза.

Кратковременное загружение, начиная с некоторой нагрузки $N_{c1}=(1{,}5...2)\,N_д$ вплоть до исчерпания несущей способности образца, производили с постоянным эксцентриситетом e_{0c}. Загружение нагрузками от $N_д$ до N_{c1} осуществляли при постоянном соотношении горизонтальной и продольной сил ($P_к$, $N_к$), с учетом того, чтобы при суммарной нагрузке N_{c1} получить заданный эксцентриситет равнодействующей продольных сил e_{0c}. Общим для всех образцов принят e_{0c} равный 0; —0,6; —1; —1,5; —2,5 см. Знак минус перед значением эксцентриситета показывает, что он направлен в сторону, противоположную эксцентриситету от длительной нагрузки, который всегда считается положительным. В некоторых случаях значения эксцентриситета отличались от указанных.

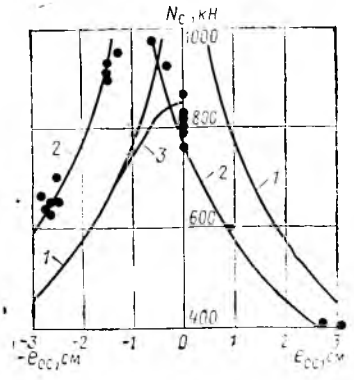


Рис. 1. Опытная и вычисленная несущая способность образцов группы *I*

1 — значения нагрузки, вычисленные по СНиП как для кратковременного загружения; *2* — то же, по предлагаемой методике с учетом f_0; *3* — то же, по упрощенной методике; ● — опытные значения нагрузки при $f_0 \approx 11$ мм

Известно, что длительное действие нагрузки, в том числе и при последующем кратковременном догружении с эксцентриситетом того же знака, снижает несущую способность гибкого элемента по сравнению с обычным кратковременным загружением с эксцентриситетом e_{0c} вследствие развития неупругих деформаций бетона во времени и увеличения прогиба (изгибающего момента). При исследованных режимах загружения длительность действия нагрузки также существенно отразилась на несущей способности. В некоторых случаях такое воздействие повышает несущую способность при больших (по абсолютному значению) эксцентриситетах e_{0c}. Это отчетливо видно на рис. 1 и 2, где представлены результаты испытаний образцов обеих групп. Там же нанесены значения несущей способности, вычисленные по СНиП без учета влияния длительного действия нагрузки $\kappa_{дл}=1$. При эксцентриситетах e_{0c} того же знака, что и $e_{0д}$, или равных нулю опытная несущая способность всегда ниже по сравнению с несущей способностью только при кратковременном загружении при $e_0=e_{0c}$. Если e_{0c} имеет противоположный знак, то может отмечаться и снижение, и повышение несущей способности элементов. Это связано с тем, что при кратковременном увеличении нагрузки с эксцентриситетом противоположного длительному знака прогиб, проявившийся при длительном воздействии нагрузки, полностью не погашается, и эта оставшаяся часть длительного прогиба (остаточный прогиб f_0) является, по существу, дополнительным начальным эксцентриситетом для силы N_c. Значение f_0 зависит от уровня и продолжительности действия длительной нагрузки, а также от неупругих свойств материала гибких элементов. На рис. 3 видно его влияние на характер изменения прогибов элементов группы I в процессе испытания. Несмотря на то, что эксцентриситет кратковременной нагрузки всегда противоположного знака по сравнению с эксцентриситетом длительной нагрузки, прогиб развивался как в направлении деформирования при длительном загружении (хотя эксцентриситет равнодействующей силы N_c тоже имел другой знак), так и в противоположную сторону.

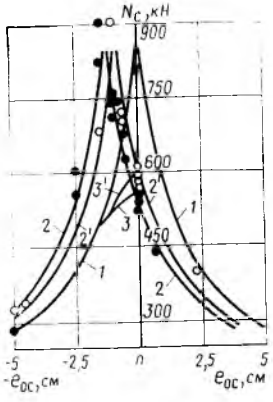


Рис. 2. Опытная и вычисленная несущая способность образцов группы *II*

1 — значения нагрузки, вычисленные по СНиП как для кратковременного загружения; *2*, *2'* — то же, по предлагаемой методике с учетом f_0 для образцов, обозначенных ● и О; *3*, *3'* — то же, по упрощенной методике; ● опытные значения нагрузки при $f_0 \approx 13$ мм; О — то же, при $f_0 \approx 9$ мм

В опытах удалось установить остаточный прогиб экстраполяцией экспериментальной кривой прогибов на нагрузку $N=0$. В некоторых случаях его значение не совпадает с действительным остаточным прогибом при полной разгрузке образца, так как при очень низких нагрузках наблюдается искривление графика прогибов выпуклостью к оси прогибов типа ветви петли гистерезиса. Найденные таким способом значения f_0 четко определяют характер развития прогибов в процессе кратковременного загружения. Так, при эксцентриситетах e_{0c}, меньших остаточного прогиба по абсолютному значению, прогиб развива-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

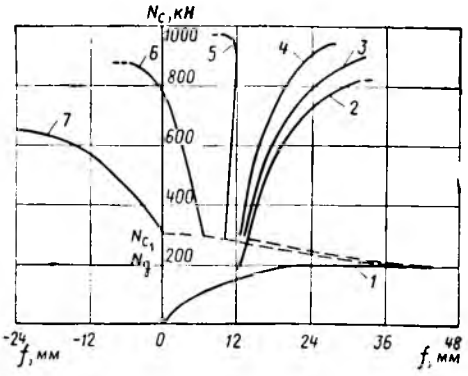


Рис. 3. График прогибов образцов группы *I*

1 — длительное загружение ($e_{од}$ =7,5 см); *2* — кратковременное загружение при $e_{ос}$ = =0; *3* — то же, при $e_{ос}$ =—0,3 см; *4* — то же, при $e_{ос}$ =—0,6 см; *5* — то же, при $e_{ос}$ = =—1 см; *6* — то же, при $e_{ос}$ =—1,5; *7* — то же, при $e_{ос}$ =—2,5 см

ется в том же направлении, что и при длительном действии нагрузки. При этом, если $|e_{ос}|<0{,}5\,f_0$, проявляется отрицательное влияние предшествующего длительного загружения. При $|e_{ос}|>f_0$ прогиб развивается в обратном направлении, и несущая способность элемента становится выше, чем при обычном кратковременном загружении с тем же значением начального эксцентриситета. Несущая способность максимальна и приближается к случаю центрального сжатия гибкого элемента при $|e_{ос}|=f_0$.

На рис. 4 показаны графики опытных относительных значений несущей способности элементов $N_c/N_ц$ для некоторых значений $e_{ос}$ в зависимости от опытных значений f_0 (N_c — наибольшая опытная нагрузка; $N_ц$ — несущая способность при центральном сжатии гибкого элемента). Там же приведена кривая теоретических

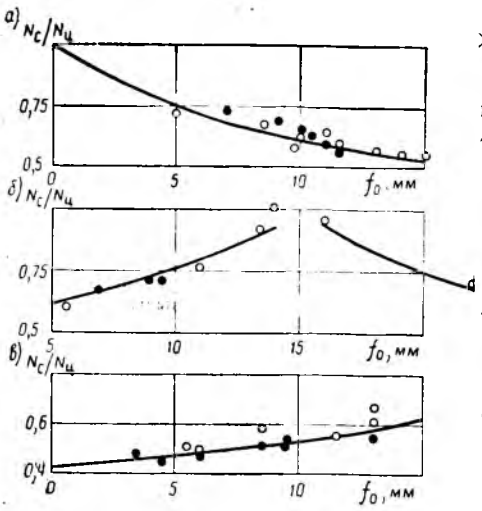


Рис. 4. Относительная несущая способность элементов

а — $e_{ос}$=0; *б* — $e_{ос}$ =—1,5 см; *в* — $e_{ос}$ = =2,5 см; ● — опытные значения для элементов группы *I*; ○ — то же, группы *II*; *1* — вычисленные при $e_0=e_{ос}+f_0$

значений $N_c/N_ц$, вычисленных по СНиП при начальных эксцентриситетах $e_{ос}+f_0$, и $\kappa_{дл}=1$ (значения $e_{ос}$ и f_0 принимали со своими знаками). Из рис. 4 видно, что при учете остаточного прогиба в начальном эксцентриситете несущая способность гибких элементов, испытанных по различным режимам, может быть достаточно точно определена по СНиП II-21-75. Следовательно, напряженно-деформированное состояние элемента, вычисленное как при кратковременном действии нагрузки с эксцентриситетами $e_{ос}+f_0$, аналогично опытному при сложном режиме загружения. Поэтому значение остаточного прогиба после выдерживания гибкого элемента под нагрузкой $N_д$ можно подсчитать как разность начальных эксцентриситетов при эквивалентном кратковременном загружении усилием $N=N_д$ ($e^э_{ок}$ $=e_{од}+f_0$) и длительном загружении ($e_{од}$)

$$f_0=e^э_{ок}-e_{ог}. \qquad (2)$$

Зависимость для определения $e^э_{ок}$ находим из условия равенства напряженных состояний в наиболее нагруженных сечениях ($M_д=M^э_к$) для этих двух режимов или из равенства эксцентриситетов с учетом прогиба при одинаковом значении продольной силы $N=N_д$

$$e_{од}+f_д=e^э_{ок}+f^э_к, \qquad (3)$$

где $f_д$, $f^э_к$ — прогибы при фактическом длительном загружении и эквивалентном кратковременном.

Используя общепринятые зависимости

$$e_0+f=e_0\,\eta=\frac{e_0}{1-\dfrac{N}{N_{кр}}}; \qquad (4)$$

$$N_{кр}=\frac{8\,E_б}{l_0^2}\times$$

$$\times\left[\frac{I_б}{k_{дл}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+t\,k_N}+0{,}1\right)+n\,I_a\right], \qquad (5)$$

и подставляя их с соответствующими индексами в выражение (3), получим

$$e^э_{ок}=e_{од}\,\frac{N^д_{кр}\,(N^к_{кр}-N_д)}{N^к_{кр}\,(N^д_{кр}-N_д)}. \qquad (6)$$

Значения условной критической силы $N^к_{кр}$ определяют при $\kappa_{дл}=1$, а $N^д_{кр}$ при $\kappa_{дл}=1+0{,}5\,\varphi$ (φ — характеристика ползучести бетона, соответствующая по времени продолжительности длительного действия нагрузки).

Затем определим f_0 по формуле (2).

Учитывая, что при установлении начального эксцентриситета эквивалентного загружения нагрузка, прогиб и другие характеристики напряженно-деформированного состояния не являются предельными, в формулу условной критической силы (5) введен коэффициент κ_N, корректирующий жесткость элемента для рассматриваемого состояния. В результате обработки многочисленных экспериментов его значение рекомендуется определять по зависимости

$$k_N=\frac{0{,}3\,n}{1{,}3-n}, \qquad (7)$$

где $n=N/N_{max}$; N — нагрузка, при которой фиксируют прогиб ($N=N_д$); N_{max} — наибольшая нагрузка (несущая способность элемента при эксцентриситете $e_{од}$.

Зная f_0 несущую способность гибкого элемента при рассмотренных режимах загружения находят по СНиП при $e_0=$ $=l_{ос}+f_0$, подставляя в формулу $N_{кр}$ (5) $\kappa_{дл}=1$ и $\kappa_N=1$.

Поскольку при некоторых режимах загружения длительно действующая нагрузка не только не снижает несущую способность элемента, но и повышает ее, при расчете по предлагаемой методике необходимо либо знать продолжительность действия постоянной нагрузки перед возможным кратковременным загружением конструкции для определения остаточного прогиба, либо учитывать самое невыгодное загружение, т. е. принимать несущую способность не выше кратковременной.

В связи с этим рекомендуется простой прием, позволяющий распространить методику норм также на рассмотренные случаи загружения гибких элементов и учитывающий все неблагоприятные условия по срокам загружения кратковременной нагрузкой.

Экспериментами установлено, что в случаях, когда знаки изгибающих моментов или начальных эксцентриситетов полной и длительной нагрузок различны, несущая способность элемента при значениях эксцентриситета $e_{ос}>0{,}5\,f_0$ (см. рис. 1, 2) всегда равна или выше несущей способности такого же элемента при обычном кратковременном загружении с эксцентриситетом $e_{ос}$. Приняв с запасом $f_0\approx0{,}2h$ (h — высота сечения элемента), получим условие, при котором расчет следует производить по СНиП при $\kappa_{дл}=1$ с эксцентриситетом $e_0=|e_{ос}|$

$$|e_{ос}|>0{,}1\,h. \qquad (8)$$

Если это условие не выполняется, следует значение $\kappa_{дл}$ устанавливать интерполяцией в пределах от $\kappa_{дл}=1$ при $|e_{ос}|=0{,}1h$ до $\kappa_{дл}=\kappa^0_{дл}$ при $e_{ос}=0$ по формуле

$$k_{дл}=k^0_{дл}+10\,(1-k^0_{дл})\,\frac{|e_{ос}|}{h}, \qquad (9)$$

где $\kappa^0_{дл}$ подсчитывают по формуле (26) СНиП II-21-75, принимая значение M_1 равным произведению продольной силы N_c на расстояние от центра тяжести сечения до растянутой или наименее сжатой от действия постоянных и длительных нагрузок арматуры (т. е. располагая силу N_c в центре тяжести сечения элемента). В этом случае

$$k^0_{дл}=1+\beta\,\frac{M_1^{дл}}{N_c\left(\dfrac{h}{2}-a\right)}. \qquad (10)$$

далее расчет ведется по СНиП с учетом коэффициента $\kappa_{дл}$ из выражения (9) и $e_0=|e_{ос}|$.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327:539.4

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, В. Ф. ШЕВЛЯКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Прочность сжатых элементов при действии знакопеременных нагрузок типа сейсмических

Исследования работы железобетонных элементов [1, 2] на одновременное действие постоянных, а также переменных продольных сил и знакопеременных повторяющихся поперечных нагрузок выявили особенности механизма разрушения по наклонным сечениям и снижение сопротивления элементов по сравнению с односторонним однократным нагружением. В результате дана расчетная оценка прочности колонн по наклонным сечениям при указанных нагружениях.

Для изучения работы железобетонных элементов при разрушении по нормальным сечениям от совместного действия постоянных продольных сил и знакопеременной повторяющейся поперечной нагрузки были испытаны две группы образцов. Поскольку прочность по нормальным сечениям при однократном нагружении изучается в основном в зоне без поперечной силы, образцы первой группы были испытаны таким образом, чтобы их разрушение произошло в зоне действия только изгибающего момента. Однако реальные сжатые элементы, например колонны, работают при наличии поперечной силы, поэтому образцы второй группы были испытаны до разрушения в зоне действия изгибающего момента и поперечной силы.

Образцы каждой группы испытаны при трех уровнях продольной силы, которые соответствовали изгибу ($N=0$), I и II случаям внецентренного сжатия. На каждом уровне продольной силы образцы испытаны при однократном и знакопеременном нагружении поперечной нагрузкой. Знакопеременные статически изменяющиеся поперечные нагрузки, прикладываемые с коэффициентом асимметрии цикла $\rho=-1$, принимались постепенно уменьшающимися относительно уровня односторонней разрушающей поперечной нагрузки, с тем, чтобы найти величину, при которой происходило разрушение при 50...100 циклах нагружений. Критическое число циклов, равное 50, и режим нагружения знакопеременной нагрузкой приняты в соответствии с [1, 2], согласно которым статические повторяющиеся нагружения дают результаты, близкие к низкочастотным колебаниям (около 1 Гц), которые могут возникнуть при сейсмических воздействиях.

Характеристики и схемы загружения образцов подобраны так, чтобы прочность нормальных сечений была всегда меньше прочности по наклонным сечениям. В симметрично армированных продольной арматурой образцах устанавливали поперечные хомуты с шагом $u=0{,}5h$, что соответствовало требованиям СНиП для балок при действии поперечных сил. Образцы готовили из тяжелого бетона кубиковой прочностью в среднем около 35 МПа.

Образцы, испытываемые в горизонтальном положении, загружали осевой сжимающей силой и поперечной нагрузкой, передаваемой двумя сосредоточенными грузами, приложеными на расстоянии $3h_0$ друг от друга, где h_0 — рабочая высота сечения для образцов первой группы, и одним сосредоточенным грузом для образцов второй группы. Расстояние между грузами принято таким, чтобы создать зону, свободную от влияния местных напряжений. Расстояние от опоры до сосредоточенного груза, равное для всех случаев $3{,}5h_0$, принято как минимально возможное, при котором обеспечивается разрушение по нормальному сечению.

Разрушение образцов происходило в результате накопления повреждений при повторных нагружениях знакопеременной поперечной нагрузкой. Оно выражалось в увеличении нормальных трещин и увеличении числа макротрещин по длине и высоте попеременно сжимаемых и растягиваемых зон разрушения бетона, расположенных у противоположных граней образцов.

При этом выделились локальные зоны (рис. 1,*а*), состоящие из зон разрушения сжатого бетона, расположенных у противоположных граней образцов, и пересеченных вертикальными трещинами, образованными от прямых и обратных загружений и соединяющимися между собой или не доходящими друг до друга. Размеры зон локального разрушения увеличивались с увеличением продольной силы и были больше у повторно нагружаемых образцов по сравнению с однократно нагружаемыми. При повторных нагружениях бетон выключался из работы у сжатых граней образца, сжатая зона смещалась внутрь сечения. При этом от сжатых граней образцов по длине зон разрушения бетон откалывался. С увеличением продольной силы высота зоны откола уменьшалась. Разрушение образцов происходило в результате раздробления бетона сжатой зоны и изгиба арматуры. С увеличением продольной силы изгиб сжатой продольной арматуры наблюдался меньше.

Образцы второй группы разрушались по форме, близкой к разрушению по нормальному сечению (рис. 1,*б*). При повторных нагружениях образовывались локальные зоны разрушения в месте максимальных моментов (аналогично зонам разрушения образцов первой группы). Наличие поперечных сил переменного знака приводило к дополнительному образованию и развитию системы наклонных трещин в сжатых зонах, что способствовало снижению их сопротивления. При разрушении бетона поперечные силы передаются на сжатую продольную арматуру, вызывая ее местный изгиб, что уменьшает продольное сжимающее усилие, которое может воспринять арматура.

Знакопеременное поперечное нагружение существенно снижает несущую способность элементов по нормальным сечениям по сравнению с однократным нагружением (рис. 2). При этом с увеличением числа циклов нагружения вначале происходит наиболее интенсивное снижение, а затем снижение постепенно затухает. Разрушающая знакопеременная поперечная нагрузка P, определенная при критическом числе циклов нагружений (50), снижалась до 20...30% по сравнению с однократно приложенной P_0, причем в большей степени для образцов второй группы по сравнению с образцами первой группы. С увеличением продольной силы наблюдалось уменьшение отрицательного влияния знакопеременного действия поперечной нагрузки.

Применяя подход к учету накопления повреждений при длительном действии нагрузки [3] для анализа изменения эпюры напряжений в сжатой зоне при знакопеременных повторных нагружениях, можно отметить следующее. С увеличением числа циклов нагружения деформации бетона, начиная от краевых волокон сжатой зоны, резко возрастают и переходят в область нисходящей ветви диаграммы «напряжения — деформации», учитывающей также снижение прочности бетона от накопления повреждений. В результате предельные напряжения на этих волокнах снижаются, а напряжения на нижележащих волокнах возрастают и общий характер эпюры сжимающих напряжений изменяется.

Перераспределение напряжений в сжатой зоне сопровождается смещением максимума и равнодействующей сжимающих напряжений в глубь сечения и уменьшением плеча внутреннего момента сопротивления, что вызывает разрушение элемента при более низком уровне нагрузки, чем однократное нагружение. При этом напряжения в растянутой арматуре увеличиваются. Перераспределение напряжений в сжатой зоне бетона можно приближенно представить как смещение прямоугольной эпюры сжимающих напряжений от края в глубь сечения. Напряжения в сжатой арматуре могут не достигать ее предельных сопротивлений, поскольку при повторных нагружениях ее деформации начинают отставать от деформаций бетона вследствие нарушения их сцепления и разрушения сжатого бетона.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

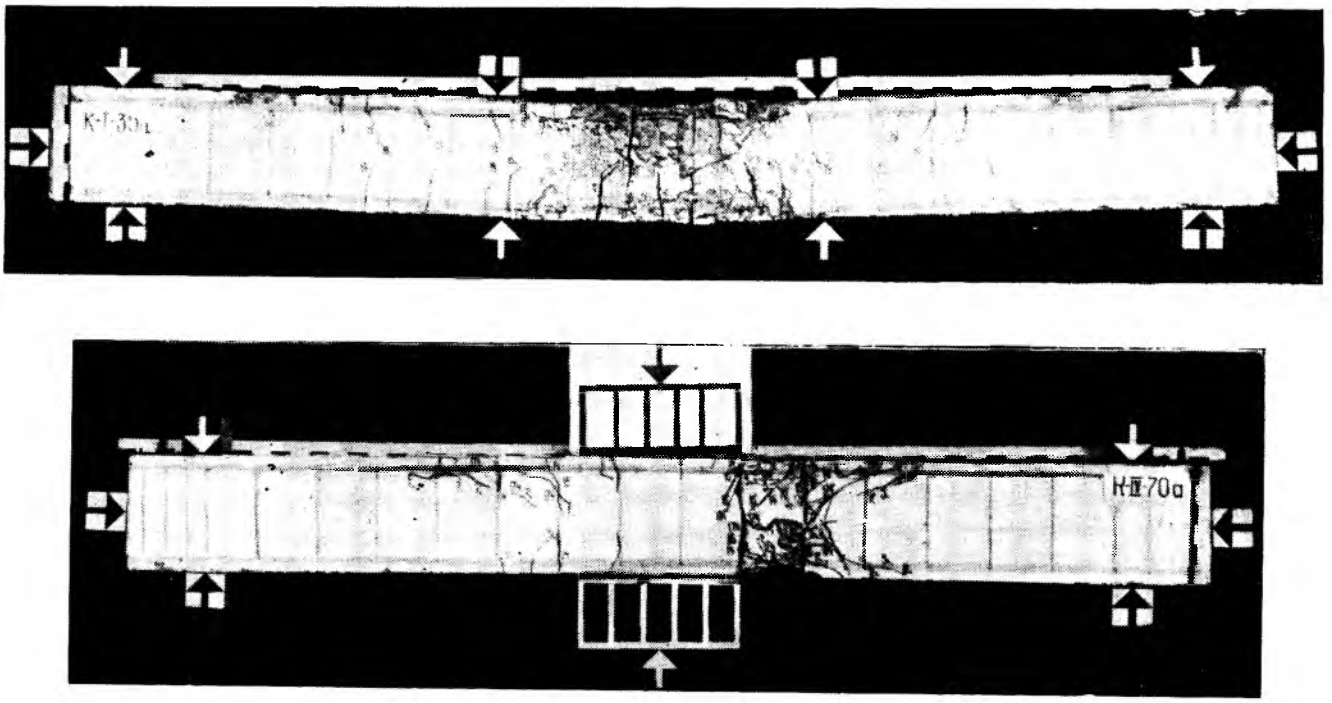


Рис. 1. Общий вид образцов после разрушения в зоне действия знакопеременного изгибающего момента (вверху), а также знакопеременных момента и поперечной силы (внизу)

В настоящее время не представляется возможным установить с достаточной точностью предельные сопротивления бетона и сжатой арматуры, а также величину смещения равнодействующей сжатой зоны бетона при знакопеременном действии поперечной нагрузки. Поэтому учет влияния малоциклового знакопеременного нагружения рекомендуется производить с помощью обобщенных коэффициентов $m_п$, комплексно оценивающих снижение прочности по нормальным сечениям по сравнению с однократным действием нагрузки и вводимых в условие прочности для однократно нагружаемого элемента.

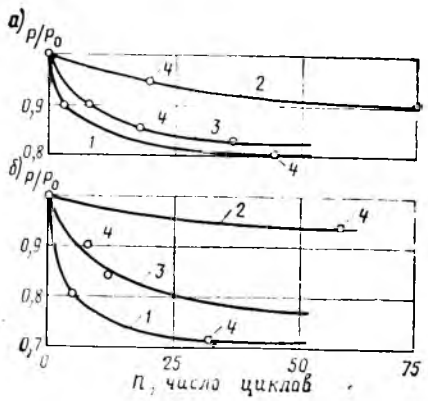


Рис. 2. Изменение отношения (P/P_0) разрушающей знакопеременной поперечной нагрузки образцов первой (*а*) и второй (*б*) групп к односторонней в зависимости от числа циклов нагружения

1 — при $N=0$; *2* — при $N=350$ кН; *3* — при $N=700$ кН; *4* — опытные точки

Расчетные значения коэффициентов $m_п$ приняты в виде линейной зависимости от изгиба к центральному сжатию, построенной таким образом, чтобы опытные значения коэффициентов не находились ниже расчетных. При этом величины опытных коэффициентов $m_п^{оп}$ находили при сравнении опытной несущей способности (N_e) при повторном и однократном нагружениях.

Расчетные значения коэффициентов $m_п$ могут быть приняты равными:

для нормальных сечений при отсутствии поперечной силы

$$m_{п1} = 0,8 + 0,2\frac{N}{N_ц},$$

где $N_ц$ — продольная сила, воспринимаемая элементом при центральном сжатии;

для нормальных сечений при наличии поперечной силы

$$m_{п2} = 0,7 + 0,3\frac{N}{N_ц}.$$

Оценивая снижение прочности по наклонным сечениям аналогично нормальным согласно [1, 2], расчетное значение коэффициента может быть принято равным:

$$m_{п3} = 0,6 + 0,4\frac{N}{N_ц}.$$

Если принять расчетные значения коэффициентов $m_п$ в виде средних значений для всего диапазона внецентренно сжатых элементов, то будем иметь: для нормальных сечений при наличии поперечных сил $m_{п2}=0,85$; для нормальных сечений при отсутствии поперечных сил $m_{п1}=0,9$; для наклонных сечений $m_{п3}=0,8$.

Применение указанных коэффициентов обеспечивает необходимую надежность колонн, являющихся наиболее ответственным элементом каркасных зданий, при знакопеременном действии поперечной нагрузки высокого уровня. Снижение несущей способности колонн следует учитывать при расчетах в районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов.

Выводы

Исследования показали, что при расчете прочности железобетонных элементов по нормальным и наклонным сечениям требуется учитывать снижение несущей способности при знакопеременном действии нагрузок высокого уровня, в том числе сейсмической нагрузки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Прочность колонн по наклонным сечениям при действии сейсмических нагрузок / С. В. Поляков, Ю. С. Кулыгин, В. А. Городецкий и др. // Бетон и железобетон. — 1979. — № 6. — С. 13—15.
2. Прочность колонн каркасных зданий при сейсмических нагрузках / С. В. Поляков, Ю. С. Кулыгин, И. З. Бацанадзе, А. С. Залесов // Бетон и железобетон. — 1982. — № 11. — С. 12—13.
3. Гвоздев А. А. О некоторых направлениях в теории деформирования и длительной прочности бетона // Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1981. — С. 42—47.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.072.2/.3

Н. Н. ПОПОВ, д-р техн. наук, проф., А. И. ПЛОТНИКОВ, инж. (МИСИ);
И. К. БЕЛОБРОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности

В расчетах железобетонных конструкций на действие интенсивных кратковременных нагрузок часто возникает необходимость оценки их полной несущей способности, особенно применительно к ограждающим и некоторым несущим конструкциям, выход которых из строя не приводит к полному обрушению сооружения, а также в тех случаях, когда из-за большой интенсивности динамической нагрузки разрушение конструкций неизбежно. При существующем подходе к нормированию предельных состояний эту задачу решить невозможно. В ныне действующих нормах проектирования защитных сооружений гражданской обороны СНиП II-11-77 основным является предельное состояние Iа, характеризующееся началом разрушения бетона сжатой зоны и пластическим течением растянутой арматуры. Однако многочисленные эксперименты показывают, что наступление этого состояния связано не с обрушением конструкции, а с переходом ее в следующую стадию работы, сопровождающуюся частичным разрушением бетона сжатой зоны и уменьшением изгибающего момента. В связи с этим оценить полную несущую способность конструкций без учета указанной стадии невозможно.

Проблема расчета железобетонных конструкций на кратковременные динамические воздействия в стадии снижения прочности особенно актуальна для статически неопределимых систем. Для построения метода динамического расчета конструкций в этой стадии необходимо располагать экспериментальными диаграммами их сопротивления во всем диапазоне деформирования.

Для получения таких диаграмм и установления способа нормирования нового предельного состояния МИСИ и НИИЖБ были проведены статические испытания четырех серий однопролетных железобетонных балок сечением 100×180 мм, пролетом 1800 мм и с различным содержанием продольной рабочей арматуры из стали класса А-III. При этом значения относительной высоты сжатой зоны бетона составляли: $\xi_1=0{,}14$; $\xi_2=0{,}21$; $\xi_3=0{,}29$; $\xi_4=0{,}38$. В каждой серии были предусмотрены образцы без сжатой продольной арматуры и хомутов в зоне чистого изгиба.

Балки испытывали статической нагрузкой по методу заданных перемещений на специально сконструированной рычажной установке (рис. 1). Основной частью установки является винтовой домкрат, позволяющий задавать с выбранным шагом прогибы исследуемого образца и выдерживать их неизменными в процессе снятия отсчетов на каждом этапе деформирования. Эта установка имеет очевидное преимущество перед традиционными гидравлическими и пружинными нагружающими устройствами. Она обеспечивает такой режим деформирования, при котором нагрузка, действующая на конструкцию, определяется ее же сопротивлением. Благодаря этому можно получить стадию снижения несущей способности, что невозможно при испытаниях с постоянно возрастающим усилием.

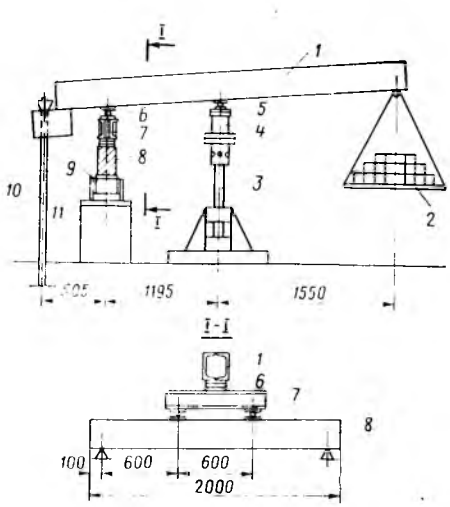


Рис. 1. Схема испытательной установки

1 — рычаг; *2* — грузовая платформа; *3* — винтовой домкрат; *4* — динамометр; *5* — шаровой шарнир; *6* — цилиндрический шарнир; *7* — траверса; *8* — опытный образец; *9* — динамометрические опоры; *10* — динамометрические тяги; *11* — опорные тумбы

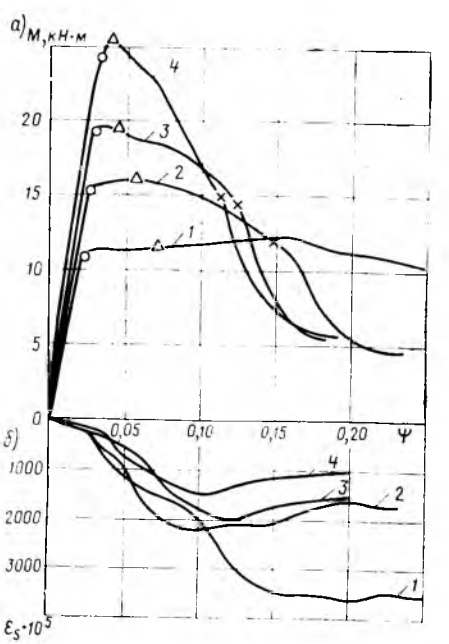


Рис. 2. Зависимость изгибающего момента от угла раскрытия в шарнире пластичности (*а*) и развитие деформаций арматуры (*б*) в образцах с различными коэффициентами армирования

1 — $\mu=0{,}97\%$ ($\xi=0{,}14$); *2* — $\mu=1{,}11\%$ ($\xi=0{,}21$); *3* — $\mu=1{,}93\%$ ($\xi=0{,}29$); *4* — $\mu=2{,}43\%$ ($\xi=0{,}38$)

○ — начало текучести растянутой арматуры; △ — начало разрушения бетона сжатой зоны; × — начало интенсивной разгрузки растянутой арматуры

На каждом этапе эксперимента регистрировали опорные реакции, распределения деформаций бетона по высоте сечения образцов, а также арматуры — по длине зоны чистого изгиба. В результате обработки опытных данных были построены диаграммы сопротивления балок $M=f(\psi)$, где ψ — угол раскрытия в шарнире пластичности (до наступления текучести в растянутой арматуре учитывали условное значение ψ). На рис. 2 показаны опытные диаграммы для образцов, имеющих в зоне чистого изгиба сжатую продольную арматуру и хомуты. Из диаграмм видно, что пластическая стадия работы — от наступления текучести в арматуре до начала разрушения бетона сжатой зоны — весьма ограничена и с ростом процента армирования ее доля в сопротивлении элемента уменьшается, следовательно, стадия разупрочнения скрывает значительный резерв сопротивляемости конструкций кратковременным динамическим нагрузкам.

Анализ результатов испытаний показал, что снижение несущей способности балок при $\xi>0{,}2$ следует после начала разрушения бетона сжатой зоны и происходит в два этапа. На первом изгибающий момент убывает постепенно, но тем быстрее, чем больше процент армирования. На втором — при сохранении режима деформирования значительно снижается несущая способность при любом $\xi>0.2$. Зависимость крутизны нисходящей ветви диаграммы $M=f(\psi)$ от процента армирования на участке, соответствующем первому этапу, объясняется, по-видимому, тем, что с ростом содержания растянутой продольной арматуры возрастает неравномерность напряжений в бетоне сжатой зоны, а значит, и способность сечений к их перераспределению. В результате разрушение сжатой зоны начинается выколом бетона на значительно большую глубину, чем в элементах с более слабым армированием. Оставшаяся часть сжатой зоны не в состоянии уравновесить усилие в арматуре, что приводит к некоторой разгрузке последней уже на первом этапе. Для элементов с меньшим армированием начало разрушения бетона сжатой зоны вызывает лишь небольшое замедление прироста деформаций в растянутой арматуре, из-за чего на первом этапе более плавно снижается несущая способность при уменьшении плеча внутренней пары сил. Значительное уменьшение изгибающего момента на втором этапе сопровождается продолжающимся сокращением плеча внутренней пары, разупрочнением сжатого бетона, и, как следствие, интенсивной разгрузкой продольной арматуры во всех сечениях пластической зоны (см. рис. 2).

В экспериментах отмечалось также влияние сжатой продольной арматуры и хомутов на характер снижения несущей

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

способности элементов. Деформативность балок в стадии разупрочнения при минимуме хомутов в зоне наибольшего изгибающего момента намного выше, чем без них. Деформативность сравнивали по углам раскрытия в шарнирах пластичности при одном и том же значении относительного остаточного изгибающего момента $M/M_и$, где M — изгибающий момент на стадии снижения несущей способности; $M_и$ — то же, в начале разрушения бетона сжатой зоны.

В слабоармированных элементах ($\xi = 0{,}14$) заметного снижения несущей способности не происходит. Некоторое уменьшение изгибающего момента наблюдали при деформациях, намного превышающих их значения в начале разрушения бетона сжатой зоны. Арматура в слабоармированных образцах практически не разгружалась.

На основании выполненных исследований при разработке метода динамического расчета железобетонных конструкций в стадии снижения несущей способности предлагается установить новое предельное состояние Iв, а в качестве нормирующих принять значения относительного остаточного изгибающего момента $M/M_и$ и относительного приращения пластического угла раскрытия в шарнире пластичности $\Delta\psi/\psi_{pl,u}$. Здесь $\psi_{pl,u}$ — пластический предельный угол раскрытия в шарнире пластичности, определяемый по [1], $\Delta\psi$ — приращение пластического угла раскрытия в шарнире пластичности, образовавшееся при снижении несущей способности.

В стадии разупрочнения наиболее стабильным является состояние, характеризующееся началом интенсивной разгрузки растянутой продольной арматуры. Для количественной оценки выбранных нормирующих величин это состояние весьма удобно. Было установлено, что относительное приращение угла раскрытия в шарнире пластичности $\Delta\psi/\psi_{pl,u}$ в начале интенсивной разгрузки арматуры прямо пропорционально относительной высоте сжатой зоны бетона ξ (рис. 3). Такая зависимость объясняется прежде всего большей значимостью стадии разупрочнения в общем сопротивлении элемента с ростом процента армирования. Функцию $M/M_и = f(\xi)$ можно без большой погрешности аппроксимировать билинейным законом.

В связи с этим предельное состояние Iв предлагается определить началом интенсивной разгрузки растянутой продольной арматуры и в зависимости от ξ нормировать следующим образом:

по деформациям при

$$0{,}2 \leqslant \xi \leqslant 0{,}4 \quad 2{,}6 \leqslant \Delta\psi/\psi_{pl,u} \leqslant 11; \quad (1)$$

по усилиям при

$$\left.\begin{array}{ll} 0{,}2 \leqslant \xi \leqslant 0{,}3 & M/M_и = 0{,}75; \quad \text{при} \\ 0{,}3 \leqslant \xi \leqslant 0{,}4 & 0{,}75 \geqslant M/M_и \geqslant 0{,}6. \end{array}\right\} \quad (2)$$

Для промежуточных значений ξ нормирующие величины находят линейной интерполяцией.

При оценке полной несущей способности элементов с относительной высотой сжатой зоны $\xi < 0{,}2$ можно исходить из условий $\Delta\psi/\psi_{pl,u} = 1$; $M/M_и = 1$, что равносильно динамическому расчету по предельному состоянию Iб, согласно обозначениям, принятым в [2], но с учетом удвоенного пластического предельного угла раскрытия в шарнирах пластичности.

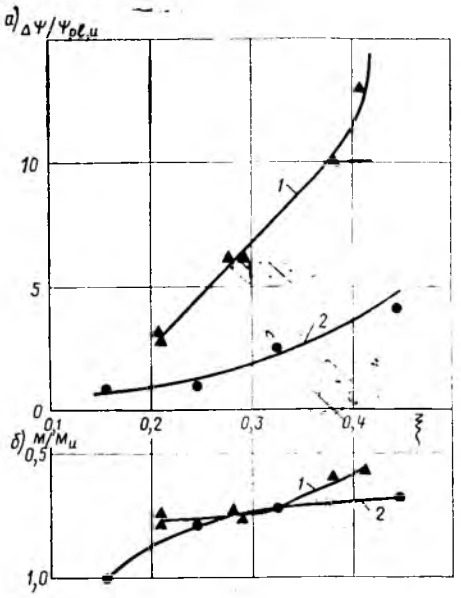


Рис. 3. Зависимость предельного относительного приращения угла раскрытия в шарнире пластичности (*а*) и относительного остаточного изгибающего момента (*б*) от ξ

1 — образцы с хомутами в зоне чистого изгиба; *2* — то же, без хомутов

Эффект от работы конструкций при снижении несущей способности определяли расчетом свободно опертых железобетонных балок на два вида динамических воздействий: мгновенный импульс и внезапно приложенную постоянную во времени нагрузку. Было получено, что учет данной стадии позволяет повысить интенсивность мгновенного импульса на балку в среднем на 50...60%, внезапно приложенной постоянной нагрузки — на 10...15%. При динамических воздействиях конечной длительности эффект от учета стадии снижения несущей способности будет иметь промежуточные значения.

Данные рекомендации требуют особой осторожности в тех случаях, когда кратковременная динамическая нагрузка продолжает свое действие на конструкцию и после перехода последней в стадию работы, сопровождающуюся разупрочнением. При этом необходимо убедиться, достаточна ли сниженная несущая способность для удержания действующей нагрузки, т. е. заканчивается ли движение конструкции при данном динамическом воздействии. Предложенный способ нормирования нового предельного состояния носит ограниченный характер и впоследствии будет конкретизироваться в зависимости от влияния поперечной силы и густоты поперечного армирования на нормирующие величины.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений. — М.: Стройиздат, 1980. — 190 с.
2. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Особенности расчета конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок // Бетон и железобетон. — 1985. — № 6. С. 15—16.

Вопросы реконструкции

УДК 693.565.8:539.4

И. Г. ЧЕРКАССКИЙ, канд. техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект)

Обеспечение прочности клеевых анкеров

В практике строительства, реконструкции и восстановления промышленных объектов широкое применение получили анкеры арматуры гладкого и периодического профилей, закрепляемые при помощи клея в пробуренных в бетоне скважинах (рис. 1). Примером тому являются фундаментные болты для крепления технологического оборудования, устройство дополнительной арматуры, закладных деталей, стыков и т. п.

Несущая способность клеевой анкеровки зависит от ряда условий, главными из которых являются: правильность технологического режима подготовки и склеивания поверхностей; качество составляющих клея; степень отверждения прослойки клея (полнота полимеризации). Невыполнение первых двух условий обусловливает наличие дефектов в клеевом шве, что снижает прочность соединения.

В процессе лабораторных исследований (свыше 1500 образцов) и натурных испытаний были обнаружены непроклеи только при использовании особо вязких клеев (с количеством наполнителя 500 частей по массе). Это обстоятельство, а также то, что рассмотренные методы дефектоскопии практически непригодны для исследования качества клеевой прослойки в толще бетона, предопределили способ определения несущей способности клеевой анкеровки по степени отверждения эпоксидного клея.

Под сцеплением арматуры с бетоном обычно понимают совокупность всех химических, физических и механических явлений, действующих на контактных поверхностях, обеспечивающих их связь и создающих сопротивление сдвигу металлического стержня в бетоне. Из перечисленных совокупностей явлений, влияющих на анкеровку, обычно выде-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ляют склеивание на боковой поверхности арматуры; силы трения на контактных поверхностях; зацепление металлической поверхности.

При рассмотрении несущей способности гладкой арматуры следует выделить факторы склеивания поверхности металла с клеевой прослойкой и последней с поверхностью бетона, а также трение на контактных поверхностях. При определении основных факторов, создающих сопротивление сдвигу арматуры периодического профиля в клеевой прослойке, зацепление имеет решающее значение, и, очевидно, несущая способность клеевого анкера в данном случае будет определяться временным сопротивлением клея срезу между выступами арматуры.

Процесс отверждения, который сопровождается увеличением количества прореагировавших исходных продуктов реакции и характеризуется процентом полноты полимеризации (P, %), вызывает соответствующий рост когезионной прочности клея. Известно, что характер изменения когезионной прочности отливок клея (сжатие, растяжение, изгиб, сдвиг) в процессе отверждения аналогичен.

Методика определения прочности эпоксидного клея на сжатие $R_{сж}$ позволяет проводить исследования во время отверждения, что весьма важно для выяснения характера роста прочности и суждения о полноте полимеризации. Для выявления характера связи между $R_{сж}$ и P были сопоставлены экспериментальные данные об этих величинах для составов клея, отвержденного полиэтиленполиамином (ПЭПА) и триэтаноламином (ТЭА). Эта связь выражается уравнением прямой, не проходящей через начало координат.

Кинетику отверждения эпоксидных смол ЭД-16 и ЭД-20 аппроксимировали уравнением

$$R_{сж} = a_1 \exp\left(-\frac{b_1}{T}\right), \qquad (1)$$

где $R_{сж}$ — временное сопротивление клея сжатию, МПа; T — время отверждения при $t=20°C$, сут; a_1 и b_1 — коэффициенты, зависящие от состава эпоксидного клея, вида отвердителя и т. п.

По аналогии с ростом когезионной прочности эпоксидного клея можно предположить, что несущая способность клеевой анкеровки зависит от полноты полимеризации эпоксидного клея, а следовательно, возрастает по экспоненциальному закону. Данные исследований (для состава клея, отвержденного ПЭПА и наполненного вольским песком в количестве 300 частей по массе) аппроксимировали уравнением

$$R_а = 271{,}5 \exp\left(-\frac{203}{T}\right), \qquad (2)$$

где $R_а$ — нормальное напряжение в арматуре А-I при разрушении клеевого соединения, МПа.

В связи с тем, что кинетика роста когезионной и адгезионной прочности эпоксидного клея описывается одним и тем же уравнением, $R_{сж}$ и $R_а$ коррелированы, и, очевидно, кинетика роста зависит в основном от величины P, %. Совместное решение уравнений экспонент, описывающих рост $R_{сж}$ и $R_а$, позволило

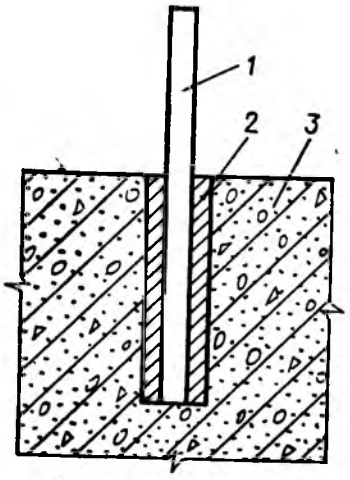


Рис. 1. Клеевая анкеровка
1 — арматура; *2* — клеевая прослойка; *3* — бетон

установить зависимость между этими величинами:

$$R_а = R'_а \left(R_{сж}/R'_{сж}\right)^{\frac{b_2}{b_1}}, \qquad (3)$$

где $R'_а$ — максимальное значение $R_а$; $R'_{сж}$ — максимальное значение $R_{сж}$; b_1 и b_2 — постоянные уравнения.

Для эпоксидного клея исследуемого состава

$$R_а = \frac{350}{d}\sqrt{\frac{R_{сж}}{600}}, \qquad (4)$$

откуда

$$P = 11{,}6\, d\, l \sqrt{R_{сж}}, \qquad (5)$$

где P — несущая способность клеевого анкера, кгс; d — диаметр арматуры по выступам, см; l — глубина заделки арматуры в бетон, см.

При значительной глубине заделки клеевой анкеровки арматуры периодического профиля в бетон ($10d > l > 3d$) разрушение происходит не от выкола бетонного конуса, а в результате среза клеевой прослойки между выступами арматуры периодического профиля, а разрыв арматуры наступает при $l > 10d$. В связи с этим несущая способность клеевой анкеровки может быть определена зависимостью

$$P = \pi\, d\, l\, \tau_{кл}, \qquad (6)$$

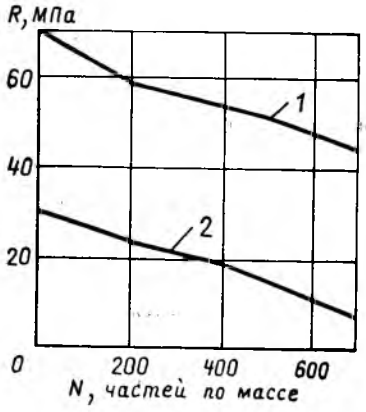


Рис. 2. Когезионная прочность эпоксидного клея
1 — при сжатии; *2* — при срезе

где $\tau_{кл}$ — временное сопротивление эпоксидного клея срезу, МПа.

На рис. 2 представлена зависимость когезионной прочности эпоксидного клея при срезе и сжатии от степени его наполнения кварцевым песком.

Поскольку испытание отливок эпоксидного клея на срез представляет определенные затруднения и в производственных условиях удобнее проводить испытания клея на сжатие, была установлена корреляционная связь между этими величинами.

Эта зависимость выражается прямой, не проходящей через начало координат, постоянные которой были определены методом наименьших квадратов,

$$\tau_{кл} = 0{,}84\, R_{сж} - 30{,}24. \qquad (7)$$

Она имеет место при следующих граничных условиях: 60 МПа $> R_{сж} >$ $>$ 36 МПа.

Подставляя значение $\tau_{кл}$ в выражение (6), получим $R_а$ в МПа:

$$R_а = \frac{4\,l}{d}\,(0{,}84\, R_{сж} - 30{,}24). \qquad (8)$$

Таким образом, можно предположить, что существенное увеличение несущей способности клеевой анкеровки объясняется повышенным значением когезионной прочности клея по сравнению с бетоном, а также существенным ростом адгезионных связей между поверхностью стали и клеем.

Из (7) следует, что при $0{,}84\, R_{сж} - 30{,}24 = 0$ эпоксидный клей обладает повышенной вязкостью и его величину сдвига нельзя определять при $R_{сж} \leqslant$ $\leqslant 36$ МПа. Уровень полимеризации такого клея можно установить, используя зависимость между значением P, % и $R_{сж}$:

$$P = \frac{R_{сж} + 540}{14{,}4}. \qquad (9)$$

Значение $R_{сж} = 36$ МПа соответствует $P = 41\%$. Такой клей можно получить при отверждении в течение 4...5 ч при температуре 20°С.

Нами исследовалась аналогичная отливка клея на сдвиг, в результате чего не было получено хрупкого разрушения. В процессе испытаний пуансон при незначительном загружении продавливал слой клея пропорционально уровню нагрузки практически с самого начала загружения. Таким образом, можно предположить, что для клеевых анкеров нельзя принимать эпоксидные клеи с $R_{сж} \leqslant 40$ МПа.

Зависимости (5) и (8) можно применять для неразрушающего контроля прочности клеевых анкеров в диапазоне глубин заделки $10d$. При этом отпадает необходимость выборочно испытывать их гидравлическими домкратами.

По предлагаемой методике достаточно в процессе установки анкеров в тех же условиях изготовить образцы клея в соответствии с ГОСТ 4651—73 и испытать их на сжатие на момент определения прочности клеевой анкеровки. Полученные данные следует использовать в зависимости (5) для гладкой арматуры и (8) для арматуры периодического профиля. При этом значение относительной глубины заделки следует принимать до $10d$ даже при фактически большей глубине заделки анкера в бетон.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 961.33:693:547.3

А. М. ПИТЕРСКИЙ, канд. техн. наук (Новочеркасский инженерно-мелиоративный ин-т)

Отходы катализаторного производства в качестве противоморозной добавки в бетон

В специфических условиях водохозяйственного строительства, характеризующихся значительной удаленностью строящихся объектов от источников энергоснабжения, а также необходимостью возведения тонкостенных конструкций с большим модулем охлаждаемой поверхности, наиболее экономичным является бетонирование монолитных сооружений в зимнее время года безобогревным способом с использованием противоморозных добавок. Вместе с тем большинство из них являются сравнительно дорогостоящими и весьма дефицитными продуктами, что в значительной мере сдерживает их широкое применение.

В Новочеркасском инженерно-мелиоративном институте изучена возможность применения в качестве противоморозной добавки нитрат-нитритно-щелочной воды (ННЩВ), являющейся отходом катализаторного производства Новочеркасского завода синтетических продуктов.

ННЩВ представляет собой водный раствор азотнокислого натрия (до 30%), азотистокислого натрия (до 10%) и едкого натра (до 5%). Плотность раствора в зависимости от концентрации указанных ингредиентов колеблется в пределах от 1,1 до 1,35 г/см³.

Основанием для изучения возможности применения данного отхода катализаторного производства в качестве противоморозной добавки послужили литературные данные о влиянии отдельных ингредиентов, входящих в состав ННЩВ, на характер твердения и основные свойства бетона. В частности, известно [1], что азотнокислый натрий, насыщенный раствор которого замерзает при —17,7°С, способен ускорять твердение бетона. Азотистокислый натрий хорошо известен как ингибитор коррозии стали и противоморозная добавка в бетон [2]. Едкий натр способен действовать как пассиватор коррозии стальной арматуры и ускоритель твердения цемента, интенсифицирующий на ранней стадии твердения реакции гидролиза и способствующий растворению кремнеземсодержащих минералов портландцементного клинкера [3].

Таким образом, судя по литературным данным, каждый из ингредиентов ННЩВ способен в определенных условиях оказывать положительное влияние на твердение и свойства бетона. Однако отсутствие количественной теории комплексных добавок не позволяет без проведения специальных исследований прогнозировать в аналитической форме эффект совместного действия перечисленных веществ, входящих в состав ННЩВ в определенных соотношениях.

Экспериментально установлено, что введение в бетонную смесь добавки ННЩВ в количестве 4...12% массы цемента (в расчете на безводную добавку) снижает на 5...10% водопотребность смеси, что способствует повышению плотности, а следовательно, водонепроницаемости и стойкости бетона в условиях агрессивного воздействия окружающей среды.

Противоморозное действие добавки ННЩВ в лабораторных условиях изучали по ускоренной методике НИИмостроя [2]. Для проведения испытаний антифризных свойств добавки изготовляли бетонные образцы-балочки размером 40×40×160 мм при расходе материалов, кг/м³: портландцемент марки 400 Новороссийского завода «Октябрь» —350; щебень фракции 5...20 мм из плотного известняка— 1330; песок кварцевый речной с модулем крупности 1,46 —565; вода затворения — 185.

При введении в бетонную смесь, в соответствии с планом эксперимента, различных дозировок добавки ННЩВ в каждом случае опытным путем определяли величину снижения расхода воды затворения из условия получения равноподвижных смесей с показателями осадки конуса в пределах 2...3 см. После 3-суточного твердения образцов с добавками при заданной отрицательной температуре в морозильной камере их помещали в нормальные условия твердения до испытаний на прочность через 3 и 28 сут. Контрольные образцы (без добавок) твердели эквивалентное время в нормальных условиях. Результаты испытаний представлены в табл. 1.

Таблица 1

Расход добавки, % массы цемента	Температура в первые 3 сут, °С	Прочность бетона при твердении в нормальных условиях через, сут			
		3		28	
		изгиб	сжатие	изгиб	сжатие
0	+21	2,26/100	15,9/100	4,38/100	26,6/100
4	—5	2,31/103	15,6/98	4,42/101	27,4/103
8	—5	2,28/101	16,2/102	4,07/93	25,5/96
10	—5	2,02/89	14,8/93	4,01/91	24,9/94
12	—5	1,58/70	11,3/71	3,11/71	21,0/79
4	—10	1,72/76	10,3/65	3,37/77	19,4/73
8	—10	2,01/89	14,8/85	4,56/104	26,5/100
10	—10	1,96/87	13,9/87	4,40/100	26,1/98
12	—10	1,49/66	10,7/67	3,72/85	21,7/82
4	—15	1,31/58	8,9/56	2,76/63	17,3/65
8	—15	1,81/80	13,2/83	3,85/88	24,0/90
10	—15	1,94/86	13,9/87	3,92/90	24,2/91
12	—15	1,60/71	10,9/69	3,15/72	18,6/70
8	—20	1,71/76	11,4/72	3,19/73	19,6/74
10	—20	1,74/77	12,1/76	3,27/75	20,4/77
12	—20	1,53/68	10,3/65	3,02/69	18,2/68

Примечание. Перед чертой — прочностные показатели, МПа; после черты — % по отношению к контрольным образцам эквивалентного возраста.

При определении противоморозного действия добавок по ускоренной методике результаты признают положительными, если образцы с добавкой, твердевшие в начальный период при отрицательной температуре, при последующем твердении в нормальных условиях набирают не менее 80% прочности контрольных образцов, твердеющих эквивалентное время при положительной температуре [2].

Анализ представленных в табл. 1 данных показал, что добавка ННЩВ обладает определенными противоморозными свойствами. Дозировки добавки в пределах 4...10% массы цемента обеспечивают требуемые прочностные показатели бетона при температурах наружного воздуха в начальный период твердения до —15°С. При этом увеличение дозировки добавки свыше 10% нецелесообразно, так как практически не улучшает результаты. Оптимальная дозировка противоморозной добавки ННЩВ в бетонную смесь зависит, в первую очередь, от температуры наружного воздуха и состава бетона. В каждом конкретном случае величину оптимальной дозировки добавки следует уточнять опытным путем. Ориентировочно эти дозировки можно принимать по табл. 2, составленной в результате обобщения пятилетнего опыта практического использования указанной добавки для зимнего бетонирования при различных составах бетона.

Таблица 2

Среднесуточная температура наружного воздуха, °С	Дозировки добавки ННЩВ, % массы цемента (в расчете на безводное вещество добавки)	
	В/Ц 0,55	В/Ц 0,55
До —5	4...5	5...6
—5...—10	6...7	7...8
—10...—15	8...9	9...10

Противоморозная добавка ННЩВ была внедрена в производство в феврале 1981 г. при безобогревном бетонировании фундаментов под блочно-комплексную насосную станцию типа БКНС-302 на территории колхоза «Заречный» Неклиновского р-на Ростовской обл. В течение месяца после бетонирования фундаментов температура воздуха колебалась в пределах от —9 до +11°С. Контрольные образцы, твердев-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

щие в аналогичных условиях, были испытаны в возрасте 28 и 40 сут. При этом были получены показатели предела прочности бетона при сжатии соответственно 17,2 и 22,7 МПа при проектной марке бетона М 200.

В декабре 1983 г. добавку ННЩВ использовали для зимнего бетонирования водосборной части водоподпорной плотины накопителя на территории колхоза им. Мичурина Куйбышевского р-на Ростовской обл. В период выполнения указанных бетонных работ температура воздуха менялась от —4 до —8°С. При последующем твердении уложенного в сооружение бетона среднемесячная температура составляла —3,6°С с перепадами от —12 до +7°С. Всего в сооружении было уложено 420 м³ бетона с противоморозной добавкой ННЩВ. Через 90 сут прочность бетона при сжатии достигла 21,4 МПа, что составило 107% проектной марки бетона М 200.

Новочеркасский завод синтетических продуктов бесплатно отпускает потребителям добавку ННЩВ в жидком виде. Качественный состав указанного отхода катализаторного производства является постоянным, изменяться может только концентрация ингредиентов. Колебания состава нитрат-нитритно-щелочной воды легко контролируются в производственных условиях по показателям ее плотности. Корректировка дозировок добавки ННЩВ в зависимости от показателей плотности используемого жидкого отхода производится в соответствии с [4].

Выводы

Установлена возможность применения для зимнего бетонирования в качестве противоморозной добавки нитрат-нитритно-щелочной воды, являющейся отходом катализаторного производства.

Введение в бетонную смесь этой добавки в количестве 4...10% массы цемента снижает на 5...10% водопотребность смеси и обеспечивает безобогревное твердение бетона при температурах до —15°С.

Внедрение добавки в производство при возведении объектов водохозяйственного строительства в холодное время года подтвердило результаты лабораторных исследований и обеспечило значительный технико-экономический эффект. Кроме того, применение противоморозной добавки ННЩВ обеспечивает возможность утилизации указанного отхода катализаторного производства и снижения затрат на мероприятия по защите окружающей среды от загрязнения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Миронов С. А. и др. Бетон с новыми противоморозными добавками // Бетон и железобетон. — 1979. — № 7. — С. 14—15.
2. Бессер Я. Р. Методы зимнего бетонирования. — М.: Стройиздат, 1976. — 168 с.
3. Грушко И. М. и др. Комплексные химические добавки с использованием едкого натра // Бетон и железобетон. — 1978. — № 7. — С. 26—28.
4. Питерский А. М., Лисконов А. Т. Рекомендации по применению отходов катализаторного производства для зимнего бетонирования. — Новочеркасск: НПМП, 1980. — 18 с.

Долговечность

УДК 666.97.019.3

В. М. БОРИСЕНКО, канд. техн. наук, Е. А. ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Одностороннее воздействие жидких агрессивных сред на работу конструкций

Вода, водные растворы различных солей и ПАВ при действии на бетон нагруженных конструкций вследствие развития физико-химических процессов снижают его прочность при сжатии до 20...40% и увеличивают деформативность до 100...150%.

В некоторых случаях в конструкциях, работающих в условиях одностороннего действия жидких сред, в результате постепенного проникания их в бетон прочность и деформативность бетона на пропитанной части сечения бетона существенно отличается от соответствующих характеристик на непропитанной части сечения. Неоднородность изменения свойств бетона по сечению элементов конструкций, запроектированных без учета требований первичной защиты, может привести к увеличению деформаций, более раннему началу процесса трещинообразования, к снижению несущей способности и долговечности конструкции.

В НИИЖБ изучали особенности состояния бетонных и железобетонных конструкций на стадии упругопластической работы под нагрузкой в условиях одностороннего действия агрессивных сред за время, в течение которого в сечениях элементов происходит перераспределение усилий вследствие развития физико-химических процессов.

В условиях длительного действия нагрузки и последующего одностороннего воздействия воды и раствора сернокислого натрия изучили напряженно-деформированное состояние внецентренно-сжатых элементов сечением 12×18 см, высотой 89 см, армированных 4 ∅ 10 А-III, моделирующих колонны подвальных эстакад. Железобетонные элементы изготавливали из бетона с $В/Ц=0,5$ (эталонные) и модифицированного химическими добавками с $В/Ц=0,47$.

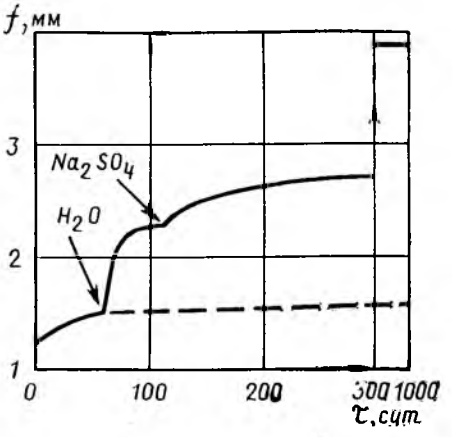


Рис. 1. Прогибы колонн под длительной нагрузкой в условиях одностороннего увлажнения водой и раствором сульфата натрия
— — — — воздушно-сухие условия $P/P_p=0,6$; $e_0=0,209$ *H*

Через 50...60 сут после приложения нагрузки элементы подвергали действию воды со стороны сжатой грани ($\sigma_б=0,55...0,65\ R_{пр}^{вс}$) и через 100—110 сут действию на ту же грань 5%-ного раствора сульфата натрия.

Таким образом, создавались условия для возникновения градиентов влажности и химической концентрации в капиллярно-пористой структуре бетона, в результате чего раствор сернокислого натрия проникал в нее на глубину 50...60 мм.

Одностороннее увлажнение длительно нагруженных элементов водой увеличило деформации и прогибы в 1,3...1,5 раза, появились трещины в растянутой зоне (рис. 1). Рост деформаций происходил с наибольшей скоростью в первые 5...7 сут после замачивания элементов водой, затем скорость деформирования заметно снижалась. Действие раствора

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

сульфата натрия вызвало дополнительное увеличение деформации и прогибов внецентренно-сжатых железобетонных элементов.

Установлено, что степень изменения напряженно-деформированного состояния элементов при одностороннем действии на них агрессивных сред определяется структурой, изменением деформативности бетона на пропитанной части сечения элемента, уровнем нагружения.

Увлажнение элементов водой, водными растворами солей и ПАВ снижает на пропитанной части сечения микротрещинообразование бетона $R_т^0$ и $R_т^v$, увеличивает неупругие деформации, снижает плечо внутренней пары сил. В результате возрастает уровень напряжения в бетоне, деформации, прогиб, а также эксцентриситет приложения внешней силы.

Следовательно, при постепенном одностороннем проникании жидких сред в бетон и развитии физико-химических процессов в конструкции отмечается непрерывно изменяющееся во времени напряженно-деформированное состояние, аналитическая оценка которого необходима для оптимального проектирования параметров первичной защиты от коррозии.

Авторы изучили влияние одностороннего воздействия жидких агрессивных сред на изменение напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных конструкций с привлечением модельных представлений для описания кинетики деформирования и разрушения бетона.

Модель бетонного элемента*, развитая с учетом коррозионных процессов в бетоне, представляет собой совокупность однородных призм с различными прочностными и деформативными свойствами, соответствующими пропитанной и непропитанной зонам сечения элемента конструкции. Прочность и деформативность бетона пропитанной и непропитанной части сечения элемента определяли по полученным на основе анализа экспериментальных данных выражениям. Напряжения, действующие в сечении, распределяются между волокнами (призмами). Деформация каждого волокна является функцией, с одной стороны, напряжения, приходящегося на волокно, с другой — взаимодействия волокон, создающего стесненные условия деформирования. Затем, в соответствии с условиями равновесия, производили вторичное перераспределение напряжений в сечении, соответствующее стесненным деформациям.

Анализ изменения напряженно-деформированного состояния проведен на примере одностороннего действия на бетонный элемент водного раствора сульфонола, наиболее сильно снижающего прочность и увеличивающего деформативность затвердевшего бетона.

Действие раствора сульфонола принимали как со стороны наиболее сжатой, так и со стороны наименее сжатой грани элемента. Переменными факторами являлись глубина проникания раствора сульфонола в бетонный элемент, плотность бетона, уровень напряжений и

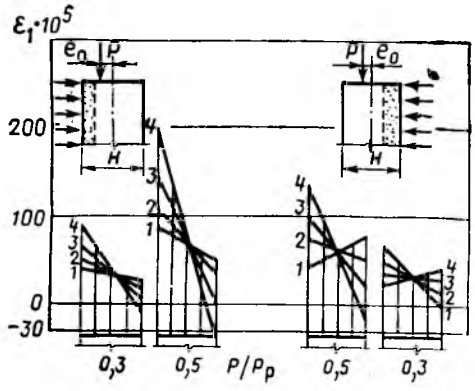


Рис. 2. Эпюры деформаций бетонного элемента ($B/Ц=0,6$; $W=5,6\%$) при одностороннем проникании водного раствора сульфонола на $0,5H$

1 — $e_0=0$; 2 — $e_0=0,05H$; 3 — $e_0=0,1H$; 4 — $e_0=0,167H$

эксцентриситет приложения сжимающей силы.

На рис. 2 приведены эпюры деформаций и соответствующие им эпюры напряжений бетонного элемента, пропитанного раствором сульфонола на половину высоты сечения элемента H со стороны наиболее и наименее сжатой его грани. Из рис. 2 видно, что при одном и том же значении и схеме приложения внешней сжимающей силы, но различных условиях воздействия на бетонный элемент жидкой среды деформации и напряжения в сечении элемента существенно отличаются. Так, если внешняя сила $P=0,5P^{вс}_{разр}$, приложенная с эксцентриситетом $e_0=0,05H$, вызывает в бетонном элементе, пропитанном со стороны наиболее сжатой грани, напряжения в крайних волокнах 18,5 и 8 МПа и деформации $110\cdot10^{-5}$ и $35\cdot10^{-5}$, то та же сила в бетонном элементе, пропитанном на ту же глубину со стороны наименее сжатой грани, вызывает напряжения в крайних волокнах 15,6 и 12,5 МПа и деформации $80\cdot10^{-5}$ и $56\cdot10^{-5}$.

Частичная пропитка бетонного элемента жидкими средами приводит к тому, что, в зависимости от вида среды, деформативность пропитанной части сечения отличается от непропитанной. В рассматриваемом случае при действии раствора сульфонола уровень напряжений и деформативность пропитанной части больше, чем непропитанной с влажностью, соответствующей воздушно-сухому состоянию. Следовательно, при центральном сжатии элемента пропитанная часть сечения деформируется больше, чем непропитанная, положение внутренних сил в сечении при этом равносильно приложению внешней силы с некоторым эксцентриситетом.

В общем случае, если действие жидкой среды вызывает увеличение деформативности бетона в части сечения элемента, то положение внутренних сил изменяется таким образом, как при увеличении эксцентриситета приложения внешней силы в направлении к фронту контакта со средой; если же действие жидкой среды вызывает упрочнение бетона и снижение его деформативности, то положение внутренних сил в сечении изменяется в соответствии с изменением эксцентриситета приложения внешней силы в направлении от фронта контакта с жидкой средой. Этим и объясняется различие в деформациях крайних волокон одинаково загруженных бетонных элементов, но при различных схемах воздействия жидких сред.

На основе экспериментально-теоретических данных определен условный эксцентриситет приложения внешней силы при одностороннем действии на бетонный элемент жидких агрессивных сред. На рис. 3 приведен пример действия водного раствора сульфонола в зависимости от глубины проникания и уровня нагружения.

Установлено, что с увеличением глубины проникания жидких сред в бетонный или железобетонный элемент условный эксцентриситет вначале возрастает и достигает максимального значения при глубине проникания $0,5H$. При дальнейшем увеличении глубины проникания условный эксцентриситет уменьшается и при полном пропитывании элемента жидкой средой становится равным нулю. С увеличением уровня нагружения условный эксцентриситет при всех прочих равных условиях увеличивается.

Анализ и математическая обработка полученных данных о влиянии жидкой среды, глубины ее проникания в бетонный и железобетонный элементы, плотности бетона и уровня нагружения на величину условного эксцентриситета приложения внешней силы, вызванного односторонним действием жидких агрессивных сред, позволили предложить формулу для его определения

$$\frac{e^{ус}}{H}=A\,(W-3,3)\,\frac{G}{H}\left(1-\frac{G}{H}\right)\exp\frac{\sigma}{R_{пр}},$$

где A — константа, зависящая от вида жидкой среды: $A=0,055$ для воды; $A=0,057$ для раствора NaCl; $A=0,062$ для раствора Na_2SO_4; $A=0,066$ для раствора сульфонола; G/H — относительная глубина проникания жидких сред в элемент; W — водопоглощение бетона, %.

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях возможного одностороннего действия жидких агрессивных сред, необходимо учитывать возникающий при этом условный дополнительный эксцентриситет.

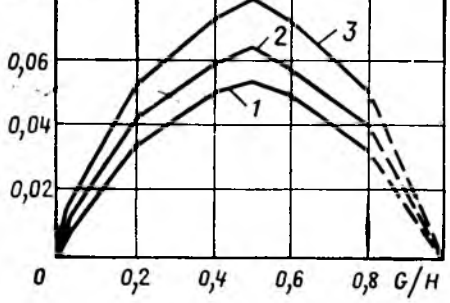


Рис. 3. Условный эксцентриситет внешней силы, вызванный односторонним проникании раствора сульфонола в бетонный элемент ($B/Ц=0,6$; $W=5,6\%$)

Уровни нагружения: *1 — $\eta=0,3P_p$; 2 — $\eta=0,5P_p$; 3 — $\eta=0,7P_p$*

* Гвоздев А. А., Чистяков Е. А., Шубик А. В. Исследование деформаций и несущей способности гибких сжатых железобетонных элементов с учетом длительного действия нагрузки // Тр. ин-та / НИИЖБ. — 1971. — С. 14—19.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.012.45(083.74)

А. Ф. МИЛОВАНОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Новые нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций, подвергающихся нагреву

С 1 января 1986 г. введена в действие новая редакция норм и правил по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур, СНиП 2.03.04—84. При разработке этого нормативного документа использовали единицы Международной системы (СИ) согласно СТ СЭВ 1052—78 и новые буквенные обозначения СТ СЭВ 1565—79. На основании СТ СЭВ 1406—78 вместо марок введены классы жаростойкого бетона по прочности на сжатие от В1 до В40. Класс бетона характеризует его прочность с обеспеченностью 95%, а цифры при буквенном обозначении класса означают кубиковую прочность бетона на сжатие базовых образцов [1]. Для жаростойких бетонов также введены:

классы по предельно допустимой температуре применения жаростойкого бетона, обозначаемые 3...18. Цифра класса указывает на предельно допустимую температуру применения жаростойкого бетона, уменьшенную в 100 раз (см. ГОСТ 20910—82);

марки по термической стойкости в водных ($T_15...T_125$) и в воздушных ($T_210...T_225$) теплосменах. Цифры обозначают число теплосмен, которые должен выдержать жаростойкий бетон.

На основе экспериментально-теоретических исследований расширена область применения железобетонных конструкций из обычного тяжелого бетона для работы в условиях повышенной температуры и попеременного увлажнения паром, технической водой и конденсатом. Кроме того, предусмотрено применение легких теплоизоляционных жаростойких бетонов на глиноземистом цементе с заполнителями из керамзита, вспученного вермикулита и перлита.

Уточнены требования к трещиностойкости железобетонных конструкций, подвергающихся попеременному увлажнению. Значения коэффициента упругости бетона ν и $\bar{\nu}$, температурной деформации α_{st} и усадки α_{cs}, °C^{-1}, приведены в зависимости от скорости подъема температуры и ее величины. При использовании системы СИ нормативные, расчетные сопротивления, модули упругости и напряжения бетона и арматуры выражаются в МПа (1 кгс/см^2=0,098 МПа≈≈0,1 МПа), коэффициент теплоотдачи α и теплопроводности λ — в Вт/(м^2·°C) [1 ккал/(м^2·ч·°C)=1,163 Вт/(м^2·°C)].

Переход на новую систему единиц потребовал также изменения некоторых численных коэффициентов в расчетных формулах. Принятая система буквенных обозначений по СТ СЭВ 1565—79 несколько осложнила применение индексов для обозначения расчетного сопротивления бетона при воздействии температуры. Латинской буквой t в СТ СЭВ 1565—79 обозначаются индексы растяжения и температуры. Поэтому, чтобы не спутать обозначения расчетного сопротивления бетона растяжению R_{bt} и напряжения растяжения в бетоне σ_{bt} при нормальной температуре, принятые в СНиП 2.03.01—84, с расчетным сопротивлением бетона сжатию и напряжением сжатия в бетоне при нагреве, предлагается обозначать их соответственно $R_{b,tem}=R_b\gamma_{bt}$ и $\sigma_{b,tem}$. Расчетное сопротивление бетона растяжению и напряжения растяжения в бетоне при нагреве обозначили $R_{btt}=R_{bt}\gamma_{bt}t$ и $\sigma_{bt}t$; γ_{bt} и γ_{tt} — коэффициенты условий работы бетона, учитывающие изменение прочности бетона на сжатие и растяжение при нагреве.

Остальные буквенные обозначения приняты такими же, как в СНиП 2.03.01—84 [2]. Воздействие температуры при обозначении усилий, кривизн, нормативных и расчетных сопротивлений бетона и арматуры, модулей упругости, напряжений в них указывается индексом t (например, M_t, N_t, Q_t, $(1/r)_t$, R_{st}, E_{st}, E_{st} и σ_{st}. В нормах на основании новых опытных данных ВНИПИТеплопроекта приведены более точные значения коэффициента теплопроводности жаростойкого бетона, а также снижено термическое сопротивление невентилируемой воздушной прослойки. Вместо постоянных значений коэффициента теплоотдачи наружной поверхности дана формула для вычисления этого коэффициента в зависимости от скорости ветра, что позволяет более точно определить его значение и установить распределение температур в железобетонной конструкции.

Более низкие коэффициенты теплопроводности легких жаростойких бетонов дают возможность снизить расчетные температуры в бетоне и арматуре, а также толщину ограждающей конструкции.

Уменьшена расчетная температура с 600 до 400°C, вызывающая наибольшие усилия от воздействия температуры в статически неопределимых железобетонных конструкциях из жаростойкого бетона на жидком стекле. Это позволяет сократить расход арматуры.

Даны конкретные указания по применению железобетонных конструкций из жаростойкого бетона для работы в условиях воздействия высокой температуры и агрессивной среды.

Большой экономический эффект получен повышением в нормах расчетных сопротивлений арматурных сталей классов A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V и A-VI вследствие снижения коэффициентов надежности арматуры [1].

Опыт эксплуатации различных тепловых агрегатов, работающих при высоких температурах, а также анализ характеристик выпускаемых жаростойких сталей позволил повысить расчетные сопротивления жаростойкой стали. Если ранее коэффициент безопасности по жаростойкой арматуре принимали равным 1,5, то в новых нормах — 1,3. Кроме того, нормы разрешают использование новой марки жаростойкой стали 08Х17Т, выпускаемой металлургической промышленностью.

При расчете железобетонных элементов на действие поперечных сил в условиях нагрева применен усовершенствованный метод расчета прочности и трещиностойкости, позволяющий учитывать влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах и продольных сжимающих сил. На основании экспериментов НИИЖБ повышены значения коэффициентов φ_{b2} и φ_{b4} при нагреве бетона до 800°C. Все это существенно повышает предельное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении при воздействии высоких температур. При расчете раскрытия наклонных трещин даны указания об учете температурных деформаций бетона и поперечной арматуры в зависимости от средней температуры хомутов и расстояния между ними. Новая методика расчета на поперечную силу дает лучшее совпадение с опытными данными и сокращает расход поперечной арматуры.

Важное значение имеют указания норм

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

по конструированию многослойных ограждающих конструкций тепловых агрегатов, работающих при температурах 1000...1200°С. Дана новая конструкция пространственного металлического анкера, который жестко соединяет все слои многослойной панели и воспринимает усилия от воздействия температуры.

Новая редакция СНиП позволяет более правильно учитывать воздействие температуры на работу бетонных и железобетонных конструкций и более надежно их проектировать.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гвоздев А. А., Залесов А. С., Серых Р. Л. Новые нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1985. — № 6. — С. 5—6.
2. Руллэ Л. К. Буквенные обозначения, принятые в СНиП 2.03.01—84 // Бетон и железобетон. — 1985. — № 6. — С. 7.

На ВДНХ СССР

Установка и зачеканка анкерных болтов под оборудование

Трестом Оргстрой Минстроя МССР разработана прогрессивная технология установки и виброзачеканки анкерных болтов под технологическое оборудование при строительстве и реконструкции промышленных предприятий.

Гладкие анкерные болты устанавливают в готовые скважины, просверленные или пробуренные в железобетонных или бетонных фундаментах, для закрепления технологического оборудования путем уплотнения цементно-песчаной смеси в кольцевом зазоре между болтом и стенкой скважины специальным виброуплотнителем с насадками.

Для установки гладких анкерных болтов способом виброзачеканки разработан нормокомплект механизмов, инвентаря и инструментов на специализированную бригаду из 15 человек.

Применение прогрессивной технологии установки и виброзачеканки анкерных болтов по сравнению с установкой болтов с помощью кондукторных устройств обеспечивает (в расчете на 20 тыс. болтов) экономию 253 тыс. р. и 940 т металла.

Технология впервые использована в 1985 г. трестом Металлургстрой (279700, г. Рыбница, ул. Чернышевского, 57) на строительстве Молдавского металлургического завода.

Документация на разработанный нормокомплект ВРД 66-27-15-85 находится по адресу: 277043, Кишинев, ул. Воссоединения, 6/11 трест Оргстрой Минстроя МССР.

В порядке обсуждения

УДК 69.691.327.005

В. А. БАБИН, инж. (трест Оргтехстрой Марийского ТУС)

Пути повышения эффективности обеспечения строек сборным железобетоном

Интенсивный путь развития экономики нашей страны требует дальнейшего улучшения использования имеющегося производственного потенциала. В строительстве большие неиспользованные мощности имеются на предприятиях по выпуску сборных железобетонных конструкций. Например, в Марийском территориальном управлении строительства Минстроя СССР их использование за последние годы составляет не более 70%.

Одним из основных способов увеличения загрузки предприятий является повышение концентрации и специализации производства. Специализация предполагает уменьшение номенклатуры выпускаемой продукции, позволяет использовать высокопроизводительные машины и оборудование, сократить парк применяемых металлоформ и оснастки, а также время на переналадку поточных линий и агрегатов, повысить качество выпускаемых изделий. При этом растет производительность труда и фондоотдача, увеличивается объем выпускаемой продукции и снижается ее удельная себестоимость.

В то же время в результате углубления специализации предприятий по выпуску сборного железобетона возрастают транспортные расходы по доставке его на объекты строительства. И чем выше уровень специализации предприятий, тем выше концентрация производства на каждом из них одного или нескольких видов изделий, тем больший круг объектов обеспечивается продукцией данного предприятия. Транспортные расходы при этом неизбежно увеличиваются. Это препятствует дальнейшему повышению уровня обеспечения строек сборным железобетоном в условиях возрастающей подетальной специализации такого производства.

При выборе наиболее рационального варианта специализации транспортные расходы, однако, учитываются не всегда. СКТБ Стройиндустрия Минстроя СССР разработало для Марийского ТУС проект специализации предприятий по выпуску сборных железобетонных конструкций, предусматривающий выход всех производственных единиц на проектную мощность. Проектом не учитывается, что Марийское ТУС основные объемы строительно-монтажных работ выполняет в двух крупных узлах сосредоточенного строительства: Йошкар-Оле и Волжске, где соответственно расположены 4 и 2 предприятия ЖБИ.

Для сокращения объема встречных перевозок сборного железобетона между этими городами, расстояние между которыми составляет около 100 км, трестом Оргтехстрой Марийского ТУС был разработан второй вариант проекта, предусматривающий специализацию предприятий в основном внутри каждого узла сосредоточенного строительства.

Выполненное Оргтехстроем экономическое сравнение двух вариантов специализации с базовым 1983 г. (в расчете на 1 м³) показало, что себестоимость при этом снижается с 81,9 р. до 76,7 р. в первом варианте специализации и до 77,3 р. во втором варианте. Фондоотдача повышается соответственно с 0,66 до 0,83 и 0,79 р. Но транспортные расходы увеличиваются при этом с 4,25 до 6,12 р. в первом варианте и до 4,41 р. — во втором.

Установлено, что улучшение основных технико-экономических показателей работы предприятий ЖБИ может быть достигнуто путем снижения средней номенклатуры выпускаемой продукции, которую предлагается рассчитывать по формуле

$$l_a = \frac{\sum \frac{l_i}{\Phi_i}}{K}, \qquad (1)$$

где l_i — укрупненная номенклатура выпускаемой продукции на i-м предприятии, ед.; Φ_i — основные производственные фонды i-го предприятия, млн. р.; K — число предприятий.

Эта величина показывает среднее число наименований выпускаемой продукции (таких, как сваи, колонны, балки, стеновые панели и т. д.), приходящееся на 1 млн. р. основных производственных фондов предприятий. Она изменяется с 13,74 ед./млн. р. в базовом варианте до 8,44 ед./млн. р. в первом и до 10,26 ед./млн. р. — во втором варианте специализации. Данные расчеты показывают, что подетальная специализация предприятий по выпуску сборного железобетона дает ощутимый экономический эффект на заводе, но это не всегда соответствует достижению высоких конечных результатов строительного производства.

Необходимым условием сокращения продолжительности строительства и снижения его себестоимости является своевременная и комплектная поставка сборных железобетонных конструкций на объекты. В этом существенную роль играет организационная структура строительства. Анализ работы предприятий ЖБИ и строительно-монтажных организаций Марийского ТУС за ряд прошлых лет показал, что уровень обеспечения строек сборными железобетонны-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ми конструкциями существенно зависит от числа поставщиков конструкций.

Эту зависимость, носящую линейный характер, можно приближенно выразить формулой

$$У_к = -4{,}766\,K + 75{,}133, \qquad (2)$$

где $У_к$ — уровень обеспечения строек сборными железобетонными конструкциями, рассчитываемый как отношение фактического объема поставки железобетонных конструкций к планируемому объему на месяц (в %); K — число предприятий—поставщиков конструкций.

В расчетах были использованы данные о поставке сборных железобетонных конструкций за каждый месяц 1982—1983 гг. с шести промышленных предприятий на объекты пяти строительно-монтажных трестов или приравниваемых к ним организаций. Зависимость (2) показывает, что с увеличением числа взаимосвязей в системе кооперирования снижается уровень обеспечения строек, следовательно возрастают внутрисменные простои в бригадах, простои машин и сроки строительства объектов.

В результате анализа установлено также, что уровень обеспечения строек сборным железобетоном зависит не только от числа поставщиков, но и от организационной формы взаимосвязи поставщиков и потребителей.

Выявлены три основные формы взаимосвязи: первая — поставка сборного железобетона осуществляется предприятием ЖБИ, входящим в состав данной строительно-монтажной организации (коротко — «свой» поставщик); вторая — то же, но входящим в состав другой строительно-монтажной организации («чужой» поставщик); третья — предприятие ЖБИ не входит в состав ни одной из строительно-монтажных организаций данного уровня управления, а подчинено вышестоящему уровню («нейтральный» поставщик).

Обработка статистических данных показала, что уровень обеспечения строек сборными железобетонными конструкциями «своим», «чужим» и «нейтральным» поставщиками соответственно составляет, %: 66,6; 51,4 и 56,9. Эти данные свидетельствуют об излишней обособленности производства железобетонных конструкций от конечных результатов строительного производства и об отсутствии должного хозяйственного механизма взаимодействия между поставщиками и потребителями конструкций. В результате возникают определенные противоречия между интересами коллективов предприятий ЖБИ и генподрядных строительно-монтажных организаций.

Поэтому при проектировании организационной структуры строительства в регионе, при разработке проектов специализации предприятий производственной базы наряду со снижением себестоимости строительных конструкций и изменением транспортных расходов было бы целесообразно учитывать влияние организационных факторов.

Из опыта строительной практики известно, что снижение уровня обеспечения строек сборным железобетоном, его несвоевременная и некомплектная поставка являются одними из основных причин увеличения продолжительности возведения объектов. Поэтому можно с достаточной точностью считать, что повышение уровня обеспечения строек сборными железобетонными конструкциями дает экономический эффект за счет сокращения продолжительности строительства, т. е вследствие снижения условно-постоянной части расходов. Этот эффект можно рассчитывать по формуле

$$Э_с = \alpha\, H \left(1 - \frac{100 - П}{100}\right),$$

$$\text{или} \quad Э_с = \frac{\alpha\, H\, П}{100}, \qquad (3)$$

где H — условно-постоянная часть расходов, определяемая в соответствии с СН 509-78; $П$ — разница между средним сложившимся уровнем обеспечения строек сборным железобетоном, %, и ожидаемым уровнем обеспечения для проектируемой организационной структуры; α — коэффициент, учитывающий влияние поставок сборного железобетона на общее сокращение продолжительности строительства объектов (его можно приблизительно определить как долю сборного железобетона в себестоимости объектов, что для Марийского ТУС составляет 0,25).

Расчеты по данному методу показывают, что экономический эффект от специализации предприятий ЖБИ при существующей организационной структуре Марийского ТУС снижается в первом варианте специализации на 107 тыс. р., а во втором варианте — на 78,7 тыс. р.

Перестройка организационной структуры, создание треста типа «Железобетон» (или Промстройкомплект), объединяющего все предприятия по выпуску сборного железобетона, позволяет получить дополнительный экономический эффект в размере 30,7 тыс. р. Следовательно, важным путем повышения уровня обеспечения строек сборными железобетонными конструкциями является совершенствование организационной структуры управления строительством.

Нам пишут

УДК 621.868.5

В. И. АЙБАБИН, инж. (завод КПД Сыктывкарского ДСК)

Самоходные вывозные тележки с трехточечным опиранием

Для транспортировки железобетонных изделий из технологических пролетов на склад готовой продукции завода КПД обычно используют самоходные тележки СМЖ-151. Однако на одной из линий завода рельсовые пути имеют S-образную кривизну с малым радиусом, что затрудняет эксплуатацию тележки из-за частых сходов ее с рельсов. Кроме того, раму тележки вследствие постоянных деформаций приходилось часто ремонтировать.

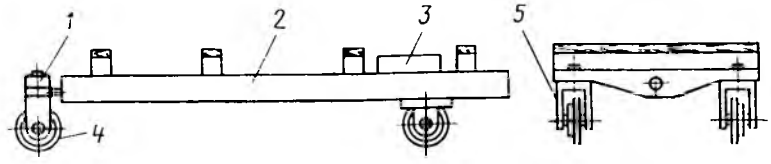


Схема тележки

1 — опорная балка; *2* — рама; *3* — привод; *4* — колесо; *5* — поворотная вилка

Рационализаторы завода КПД Сыктывкарского ДСК на основе опыта эксплуатации форм-вагонеток конвейера с трехточечным опиранием* предложили вывозную тележку с трехточечным опиранием. Для этого на усиленном торце рамы тележки на оси шарнирно закрепляют опорную балку (см. рисунок) с неприводными колесами, причем каждое колесо — поворотное.

Применение трехточечного опирания позволило ликвидировать сход тележки с рельсовых путей, облегчить ее эксплуатацию, снизить затраты на обслуживание рельсовых путей.

При опирании в трех точках деформации платформы вывозной тележки не зависят от взаимного расположения опор по высоте, исключается искривление поверхности платформы тележки. Это позволяет обеспечить 100%-ную сохранность железобетонных изделий, вывозимых из цеха на склад готовой продукции.

Результаты, полученные в процессе эксплуатации переоборудованной тележки, позволили сконструировать и внедрить передаточную тележку с трехточечным опиранием для перевозки арматуры, эксплуатация которой также дает положительный эффект.

* Айбабин В. И. Опыт проектирования и эксплуатации форм-вагонеток конвейера наружных стеновых панелей // Бетон и железобетон. — 1984. — № 1. — С. 8—9.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.01.46

Для проектировщиков и изготовителей сборных преднапряженных конструкций

Маркаров Н. А. **Повышение качества предварительно напряженных железобетонных конструкций.**— М.: Стройиздат, 1984.

Технологические факторы, связанные с различными способами и методами натяжения, спецификой и способом тепловой обработки, способом и режимом передачи усилия обжатия на бетон, условиями распалубки, кантования, подъема, хранения, транспортирования и монтажа, непосредственно влияют на качество и надежность преднапряженных конструкций, определяют их эксплуатационную пригодность и жизнеспособность.

Автором рецензируемой книги на основе многолетних исследований установлена четкая связь между различными этапами изготовления, рассматриваемыми как единый технологический процесс.

Книга состоит из 9 глав, последовательность которых соответствует основным технологическим операциям при изготовлении изделий.

В гл. 1 рассматриваются основные схемы заводского производства сборных преднапряженных конструкций, установлены принципы регулирования технологии и повышения качества изделий. В гл. 2 определено влияние точности и равномерности натяжения арматуры на трещиностойкость, жесткость, прочность конструкций, а также нормируются допуски точности натяжения для конструкций различных видов и классов применяемой арматуры.

В гл. 3 излагаются особенности формования и тепловой обработки преднапряженных конструкций. Рассматривается стадия возникновения сцепления бетона с арматурой до обжатия бетона, а также после возникновения сцепления бетона с арматурой. Определение изменений усилий в свободных участках арматуры позволяет оценить фактические напряжения в бетоне и арматуре, уточнить потери напряжения от перепада температур, предложить способ их снижения.

Состояние преднапряженных конструкций при охлаждении после тепловой обработки и пути снижения технологического трещинообразования в них рассмотрены в гл. 4. В книге анализируются результаты исследований преднапряженных конструкций, изготовляемых в закрытых цехах современных заводов ЖБИ и на открытых полигонах, даются рекомендации по снижению негативных воздействий данного этапа изготовления на конструкции.

В гл. 5 рассмотрены существующие в заводской практике способы передачи усилия обжатия с арматуры на бетон, приведен аналитический метод определения оптимального порядка передачи усилия обжатия на бетон при неодновременном отпуске арматурных элементов. Автором предложена классификация заводских способов отпуска преднапряжения, выявлены скорости снижения напряжения при различных способах передачи усилия обжатия, определена необходимость учета при проектировании способа передачи усилия обжатия.

В гл. 6 рассмотрено поведение преднапряженных конструкций при распалубке, кантовании, подъеме и транспортировании специализированным транспортом. Особый интерес представляют фактические коэффициенты динамичности при транспортировании изделий по дорогам различных типов и при разных скоростях движения. Заслуживают внимания рекомендации по перевозке конструкций без повреждений и соответствующие справочные данные.

В гл. 7 изложен метод учета фактора времени. Показано, что доэксплуатационный период является одним из переделов единого строительного процесса. Учет фактора времени перспективен и позволяет вскрыть резервы по повышению качества, получить значительный экономический эффект.

На основе анализа обширных результатов испытаний преднапряженных конструкций в гл. 8 показан механизм формирования уровня трещиностойкости при воздействии технологических факторов. Это позволяет прогнозировать, регулировать и повышать качество изделий массового изготовления.

В гл. 9 приведены конкретные рекомендации для проектировщиков и изготовителей сборных преднапряженных конструкций. Подчеркнута необходимость комплексного учета технологических факторов при расчете, проектировании и совершенствовании технологии изготовления современных сборных преднапряженных изделий высокого качества.

В книге приведены полезные справочные данные о приборах для контроля преднапряжения арматуры, о рекомендуемых допусках точности натяжения и режимах регулирования начального уровня напряжения в процессе тепловой обработки, данные о влиянии тепловой обработки на физико-механические свойства бетона и др.

В работе, в целом, рассмотрен широкий круг вопросов. Однако некоторые освещены недостаточно подробно, а некоторые вообще не отражены в книге. Так, существуют конструкции, в верхней зоне которых при передаче преднапряжения могут образовываться трещины, влияющие на трещиностойкость и жесткость конструкций. Без их учета трудно получить достаточно полное представление о работе конструкции. Эти моменты, вероятно, следует учесть при переиздании, которого книга, безусловно, заслуживает.

Ю. В. ЗАЙЦЕВ, д-р техн. наук, проф.

На ВДНХ СССР

Эффективные пропарочные камеры

В Объединенных павильонах «Строительство» на ВДНХ СССР на межотраслевой выставке «Дальнейшее развитие индустриализации и повышение производительности труда в капитальном строительстве» КТБ Стройиндустрии и ВНИИЖелезобетон представляют камеры, предназначенные для термообработки бетонных и железобетонных изделий.

Они оборудованы ванной, воздушным эжектором, водоподогревателем, насосом, раздаточной гребенкой, вентилятором. В качестве теплоносителя используется аэрированная горячая вода 90...95°С. Экономия теплоэнергии достигается отсутствием затрат на преодоление скрытой теплоты парообразования. Принцип действия камер основан на принудительной циркуляции теплоносителя через камеру, теплообменное устройство и трубопроводы. Наличие подогревателя позволяет эксплуатировать их автономно, без подвода тепла от котельной и ТЭЦ.

Производительность камеры составляет 2500 м³/год. Экономический эффект от внедрения одной камеры достигает 2,4 тыс. р. в год, экономия тепла — 60%, цемента — 15%.

Внедрение блока из восьми опытных камер на Новозыбковской базе Клинцовского завода ЖБИ Главбрянскпромстроя позволило повысить степень автоматизации технологического процесса, культуру производства, улучшить экологию цеха, сократить численность и повысить профессиональный уровень работающих.

При внедрении безотходной и непрерывной по всем пределам технологии термообработки железобетонных изделий можно ввести сквозной график работы обслуживающего персонала по единому наряду при бригадной форме организации труда.

Более подробные сведения можно получить в КТБ Стройиндустрии по адресу: 142700, г. Видное-2 Московской обл., ул. Вокзальная, 23

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.012.45:624.04

А. В. ЗАБЕГАЕВ, канд. техн. наук (МИСИ)

Исследования железобетонных конструкций при высокоинтенсивных ударных нагружениях

В последние годы значительно возрос интерес гражданских инженеров к проблеме сопротивления железобетонных конструкций высокоинтенсивным ударным воздействиям. Это обусловлено, с одной стороны, увеличением числа исключительно дорогостоящих объектов, случайные удары по которым выводят их из строя, часто без возможности восстановления (падения самолетов на защитные оболочки ядерных реакторов, падения элементов оборудования на нижнее основание морских платформ нефтедобычи, удары судов в опоры крупных мостов и т. п.), а с другой стороны, — увеличением числа случаев ударных воздействий, связанных с развитием промышленности и транспорта в целом (падения тяжелых грузов на перекрытия промышленных зданий, удары транспортных средств в опоры путепроводов и эстакад и т. п.). Имеющиеся зарубежные данные свидетельствуют о том, что ежегодный ущерб от подобных воздействий исчисляется десятками миллионов долларов.

О возрастающем интересе исследователей к рассматриваемой проблеме свидетельствует ряд проведенных за рубежом в последнее время научных конференций и симпозиумов, в частности, симпозиум «Железобетонные конструкции при ударных и импульсивных воздействиях», проведенный совместно РИЛЕМ, ЕКБ, ИАБСЕ и ИАСС в Западном Берлине в 1982 г., а также международная конференция «Сопротивляемость конструкций ударным воздействиям» (Лондон, 1984 г.). Только на этих двух научных форумах вопросам удара по железобетону было посвящено свыше 50 сообщений, сделанных представителями более 20 стран.

В проведенных исследованиях можно выделить следующие основные направления: определение характеристик случайных ударных нагрузок и их классификация; изучение особенностей поведения бетона, арматуры и железобетона при высокоинтенсивных ударных воздействиях; местное поведение железобетона в зоне контакта с ударяющим телом; общее поведение конструкций при ударных воздействиях.

В настоящее время существует лишь качественная классификация случайных ударных воздействий по виду возникающей реакции «нагрузка — время». Из работ, направленных на создание более четкой классификации, необходимо выделить исследование Дж. Риера (Бразилия), проведенное для случая падения самолета на железобетонную защитную оболочку ядерного реактора. Автором введен параметр, зависящий от скорости ударяющего тела, массы и прочности конструкций, позволяющий подразделить удары на «мягкие», «резкие» и «промежуточной мягкости». Имеется ряд предложений по уточнению идеализированной диаграммы «нагрузка — время», учитывающих скорость и угол падения самолета на защитную оболочку ядерного реактора (Х. Цорн, Г. Шуллер — ФРГ и др.), а также по определению нагрузок от ударов судов о причальные сооружения, конструкции мостов и морских платформ нефтедобычи (Р. Ленсхоу — Норвегия и др.). Предложены стохастические подходы к проблеме расчета на случайные воздействия (Б. Гоши — Венгрия). Вместе с тем проблема определения параметров и классификации ударных случайных нагрузок требует в настоящее время более детального исследования.

Большое внимание зарубежные исследователи уделяют в последнее время изучению поведения бетона, арматуры и железобетона при быстрых нагружениях. Эта проблема является общей при расчете как на ударные, так и на импульсивные воздействия, чем и объясняется повышенный интерес к ней. Обширный обзорный материал, относящийся к поведению бетона, представлен в работе В. Суареса и С. Шаха (США), различные аспекты этой проблемы исследовались Г. Кенигом и Х. Даргелем (ФРГ), А. Савчуком (Франция), Дж. Такедой (Япония) и др. Основная цель проводимых экспериментальных исследований бетона — получение данных для разработки математических моделей используемых затем в расчетах конструкций численными методами.

Приведены данные о влиянии скорости деформирования на прочностные свойства бетона при одноосном и многоосном напряженных состояниях, а также на коэффициент поперечных деформаций, косвенно подтверждающие известный факт, что влияние скорости деформирования объясняется наличием и характером развития трещин в бетоне. Отмечается снижение предельных сдвиговых деформаций бетона вследствие повышения скорости деформирования, что объясняет, в известной степени, пониженное сопротивление элементов действию поперечной силы при ударных и импульсивных нагружениях. Ряд работ посвящен изучению поведения растянутого бетона при ударных воздействиях (А. Зелинский и Х. Рейнхардт, Х. Кермелинг — Нидерланды и др.). Поведение растянутого бетона при ударе имеет существенное значение, так как возникающие волны сжатия, отражаясь от граней конструкции, превращаются в волны растяжения вызывающие, например, явления откола в плитах и оболочках. На основе специальных экспериментов разработаны теоретические модели для этого случая.

В последние годы в ФРГ, Швейцарии, Западном Берлине проведены обширные испытания стандартных арматурных сталей при высоких скоростях деформирования. Результаты их качественно согласуются с данными, полученными в СССР для близких по физико-механическим свойствам отечественных сталей. В частности, отмечено существенное влияние скорости деформирования не только на предел текучести, но и на предел прочности мягких

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

арматурных сталей, принятых в ФРГ, что подтверждает результаты, полученные во ВНИИжелезобетоне совместно с МИСИ, и в НИИЖБ.

Ряд работ посвящен изучению сцепления арматуры с бетоном при быстрых нагружениях. Опыты показали, что сцепление гладких стержней и канатов малочувствительно к скорости деформирования, тогда как сцепление стержней периодического профиля существенно от нее зависит. Эти результаты качественно согласуются с полученными в НИИЖБ.

Поведение железобетона в зоне контакта зависит от типа ударника (мягкий, жесткий) и его формы, характера армирования, вида бетона и т. п. Рассматриваются вопросы пробивания, а также явления откола, проникания, образования воронок и т. п.

М. Кавиршин (Франция) изучал местные деформации железобетонных цилиндрических оболочек при резких ударах, создаваемых значительной массой (100...700 кг), и небольших скоростях удара. Получены данные о характере и схемах местного разрушения конструкции.

Натурные испытания железобетонных плит размером до 6,5×6 м и толщиной до 0,9 м проведены в ФРГ и Великобритании. Удар осуществлялся цилиндрическими тонкостенными снарядами, движущимися с высокими скоростями (до 280 м/сек). Размеры плит, испытанных в ФРГ, были примерно в 4 раза больше размеров аналогичных элементов, испытанных в Великобритании. Опыты показали применимость, в целом, маломасштабных моделей для рассматриваемых условий.

Вопросы местного действия удара применительно к плитам изучались также С. Беррядом (Франция), Дж. Такедой (Япония), М. Хилсевичем (ФРГ), А. Уотсоном (Великобритания) и др. Местные деформации железобетонных круглых плит и куполов (в том числе с защитным покрытием из легкого бетона) исследовали С. Перри и И. Браун (Великобритания). В значительно меньшей степени исследовалась местная работа железобетонных балок. Здесь можно отметить лишь труды Г. Хьюза (Великобритания) и С. Соретца (Австрия).

Ряд работ посвящен исследованию конструкций из фибробетона при ударных воздействиях. Отмечено, что явления образования воронок и откола у фиброжелезобетонных конструкций (плит, оболочек) проявляются в меньшей степени, чем у обычного железобетона. Однако влияние дисперсного армирования на глубину проникания ударника невелико.

Теоретические модели, описывающие поведение бетона в зоне контакта при резких ударах, базируются главным образом на статическом законе Герца. Вместе с тем экспериментальные исследования, проведенные автором рассматриваемого сообщения совместно с Б. Хьюзом и Ф. Нурбакхшем в Бирмингемском университете, показали весьма ограниченную применимость этого закона к железобетону при ударах. Зависимость сопротивления бетона от перемещения в зоне контакта в общем случае имеет форму петли в первом квадранте координат «нагрузка — смещение», параметры которой зависят от марки и возраста бетона, а также наличия и вида верхней и поперечной арматуры и т. п.

Й. Эйбл (ФРГ) указал на необходимость учета влияния скорости деформирования и температуры в зоне удара (в опытах автора отмечено повышение температуры до 70 °С даже при малых скоростях удара — несколько м/с), в связи с чем дальнейшие теоретические исследования предлагается проводить с привлечением соотношений термодинамики.

Результаты недавних исследований общего поведения конструкций и сооружений, выполненных из железобетона, при ударных и импульсивных воздействиях обобщены в работе В. Зерны и Ф. Штангенберга (ФРГ). Рассмотрено влияние трещинообразования в бетоне, пластических деформаций в бетоне и арматуре, мембранных усилий в плитах, диссипации энергии на поведение конструкций.

Значительная часть исследований посвящена воздействию удара на морские нефтепромысловые сооружения (Великобритания, Норвегия и др.). Это конструкции куполов (в нижней части сооружений), преднапряженных плит платформ, подвергающихся ударам падающих элементов добывающего оборудования, а также опор платформ, воспринимающих удары судов.

Выполняются также исследования железобетонных оболочек, предназначенных для защиты морских подводных коммуникаций от ударов рыболовецкого оборудования. Ряд работ имеет целью изучение поведения других (помимо защитных оболочек) чувствительных элементов АЭС (подземных каналов и т п.) при авиакатастрофах. Теоретические исследования таких конструкций основаны на нелинейном численном анализе с использованием главным образом МКЭ. При этом широко применяются модификации стандартных программ (ADINA, «Слуфсан» и др.).

Ряд работ посвящен изучению общего поведения балок. Многие исследовательские центры рассматривают эту задачу как первый шаг в изучении сложной проблемы сопротивления железобетона ударным воздействиям. Помимо этого, такая задача имеет и важное самостоятельное значение. Серьезные исследования в этом направлении были предприняты Г. Хьюзом, Дж. Марти и др. (Великобритания), Н. Аммалалом (ФРГ) и др. Весьма оригинальной следует признать работу В. Аммана и Х. Бахмана (Швейцария), испытавших обычные и преднапряженные железобетонные балки, шарнирно закрепленные одним концом и свободно падающие другим концом на неподвижную опору. Й. Эйблом и К. Блоком (ФРГ) исследована работа колонн, загруженных сверху статической нагрузкой и подвергающихся поперечному удару, что имеет место при наезде грузовика на опору путепровода или столкновении со стойкой эстакады.

Анализируя современное состояние методики расчета на общее действие удара, необходимо выделить два основных подхода: численные методы и модели, основанные на МКЭ, МГЭ и МКР; методы, базирующиеся на жесткопластическом анализе поведения конструкций.

В экспериментальных исследованиях обращает на себя внимание все более широкое использование микрокомпьютеров, включаемых в цепь регистрирующей аппаратуры для накопления и немедленной обработки опытных данных.

В целом, научный уровень работ, проводимых по этой тематике, достаточно высок. Имеющиеся материалы свидетельствуют о быстром прогрессе как экспериментальных, так и теоретических исследований в рассматриваемой области теории и практики железобетона.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 691.81:389.6
Королев В. В., Веллер Ю. М., Повесьма В. В. **Опыт унификации закладных изделий** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 4—6
Рассматриваются принципы создания каталога прогрессивных закладных изделий, применяемых во всех сериях крупнопанельных зданий для жилищного строительства (исключая районы со сложными инженерно-геологическими условиями. Каталог предназначен для внедрения эффективных технологий по изготовлению закладных изделий и может быть основанием при разработке новых экономичных конструкций этих изделий.

УДК 666.972.16
Гирштель Г. Б., Сергиенко Л. Н. **Применение комплексных добавок при изготовлении объемных блоков** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 6
Изложены результаты исследований применения комплексных добавок при изготовлении объемных блоков с двухстадийной тепловой обработкой. Приведены данные о технико-экономической эффективности использования добавок. Ил. 2.

УДК 693.565
Мартиросов Г. М., Ариджанян А. Г. **Свойства напрягающего бетона на природных пористых заполнителях** // Бетон и железобетон. — 1986. № 6. — С. 7—8
Приведены результаты исследований свойств бетона на НЦ и природных пористых заполнителях АрмССР. Напрягающий цемент при расходах 250 кг/м³ и более обеспечивает водонепроницаемость бетона В-16 и морозостойкость Мрз 300. Эти свойства позволяют эффективно использовать его в конструкциях крупнопанельных жилых домов: плитах лоджий и балконов, панелях покрытий, полах сантехнических кабин. Табл. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 69.025.224.01.46
Матюшенко С. И., Колчунов В. И., Воинов Н. Н. **Опыт изготовления преднапряженных ребристых плит** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 8—9
Описана реконструкция опалубочных форм для выпуска преднапряженных ребристых плит серии 1.442.1—1. Результаты экспериментально-теоретических исследований и опыт изготовления плит свидетельствует о возможности внедрения описанной технологии на других заводах. Ил. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 628.143.1/.5
Рагольский А. С., Михайлов И. В. **Инъецирование арматурных каналов самонапряженных труб больших диаметров** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 10—11
Приведены результаты исследований свойств инъекционных растворов на основе напрягающего цемента. Даны некоторые данные по апробации метода напорного нагнетания инъекционных растворов на НЦ в арматурные каналы самонапряженных труб диаметром 5,5 м. Ил. 4, табл. 2.

УДК 693.547.3
Романова Н. И., Житкевич Р. К., Матвеева О. В. **Опыт беспрогревного бетонирования стен из керамзитобетона** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 12
Приведены результаты лабораторных исследований нарастания прочности и морозостойкости керамзитобетона, твердевшего при отрицательных температурах до —25°С, а также данные испытаний прочности, проведенных на строительной площадке при возведении стен здания из конструкционного керамзитобетона беспрогревным методом с применением комплексной противоморозной добавки. Ил. 2, табл. 1.

УДК 691.327:620.172
Коган Е. А., Усколовский А. Л. **Передвижная установка для испытаний бетона на растяжение при раскалывании** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 13—14
Описана конструкция передвижной установки для испытаний бетона на растяжение при раскалывании. Приведена область применения и сравнительные преимущества установки. Ил. 1.

УДК 621.071
Изотов Ю. Л., Изотова Г. Ю. **Расчет внецентренно растянутых элементов на действие поперечной силы.** — Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 14
Выполнена обработка опытных данных по внецентренно растянутым элементам, испытывающим действие поперечной силы, на основании чего уточнен коэффициент $k_н$. Совпадение расчета с опытом составило $\Delta^2=10{,}2\%$, $\Delta=3\%$. Ил. 1, список. лит.: 2 назв.

УДК 691.327:624.04
Чистяков Е. А., Марданов К. Х. **Гибкие сжатые элементы при совместном действии длительной и кратковременной нагрузок** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 15—16
Рассмотрены результаты испытаний гибких железобетонных элементов при действии длительной и кратковременной нагрузок, создающих в наиболее напряженном сечении изгибающие моменты разного знака. Разработаны рекомендации по расчету сжатых элементов при таких воздействиях, включенные в СНиП 2.03.01—84. Ил. 4.

УДК 691.327:539.4
Залесов А. С., Шевляков В. Ф. **Прочность сжатых элементов при действии знакопеременной нагрузки типа сейсмической** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 17—18
Приведены результаты испытаний сжатых элементов на знакопеременную поперечную нагрузки, показывающие снижение прочности по нормальным сечениям в результате повторных малоцикловых нагружений. Даются предложения по расчету с помощью обобщенных коэффициентов при сейсмическом действии нагрузки. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 624.072.2/.3
Попов Н. Н., Плотников А. И., Белобров И. К. **Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 19—20
Излагаются результаты экспериментального исследования однопролетных свободно опертых железобетонных балок, испытанных по методу заданных перемещений кратковременной статической нагрузкой. На основании опытных данных устанавливается новое предельное состояние для изгибаемых железобетонных конструкций в стадии снижения несущей способности и дается способ его нормирования. Ил. 3, список лит.: 2 назв.

УДК 961.33:693.547.3
Питерский А. М. **Отходы катализаторного производства в качестве противоморозной добавки в бетон** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 22—23
Показана возможность применения нитрат-нитритно-щелочной воды, являющейся промышленным отходом катализаторного производства, в качестве противоморозной добавки для безобогревного зимнего бетонирования. Приведены данные по внедрению в производство предложенной противоморозной добавки для зимнего бетонирования объектов водохозяйственного строительства. Табл. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 666.97.019.3
Борисенко В. М., Гузеев Е. А. **Одностороннее воздействие жидких агрессивных сред на работу конструкций** // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 23—24
Показаны особенности состояния бетонных и железобетонных конструкций на стадии упругопластической работы под нагрузкой в условиях одностороннего действия жидких агрессивных сред. На основе экспериментально-теоретических данных определен условный эксцентриситет приложения внешней силы при одностороннем действии жидких агрессивных сред, который необходимо учитывать при расчете конструкций. Ил. 3.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

CONTENTS

Ganichev I. A. The main fields af activity and problems of progress in material and engineering resources of construction
Korolev V. V., Veller Yu. M., Poves'ma V. V. Standardization experience for inserts
Martirosov G. M.. Ardzhanyan A. G. Properties of stressing concrete with natural porous aggregates
Matyushenko S. I., Kolchunov V. I., Voinov N. N. Production experience of prestressed ribbed slabs
Ragolsky A. S., Mikhailov I. V. Injection of reinforcement ducts in self-stressed pipes of great diameter
Romanova N. A., Zhitkevich R. K., Matveeva O. B., Madorsky E. B. Experience in heatless concreting of walls made from expanded clay lightweight concrete
Kogan E. A., Uskolovsky A. L. Movable unit for concrete tensile test under splitting
Izotov Yu. L., Izotova T. Yu. Calculation of off-center tensile members under action of cross force
Chistyakov E. A., Mardanov K. Kh. Flexible compression members under joint action of long- and short-term loads
Zalesov A. S., Shevlyakov V. F. Strength of compression members under action of alternating loads of seismic type
Cherkassky I. G. The ensuring of glue anchors strength
Pitersky A. M. Waste materials of catalystic production as frost-resistant admixture in concrete
Milovanov A. F. New Design Codes of Practice for concrete and reinforced concrete structures subjected to heating

CONTENU

Ganitchev I. A. Les directions principales et les problèmes de developpement de la base matérielle-technique de la construction
Koroleuv V. V., Veller Yu. M., Povesma V. V. L'expérience d'unification des produits inserés
Martirossov G. M., Aridzhanjan A. G. Les propriétés du béton contraint sur les agrégats poreux naturels
Matuchenko S. I., Koltchounov V. I., Voïnov N. N. L'expérience de la production des dalles nervurées précontraintes
Ragolsky A. S., Mikhaïlov I. V. L'injection des canaux des armatures des conduites auto-contraintes avec des grands diamètres
Romanova N. A., Zhitkevitch R. K., Matveeva O. V., Madorsky E. B. L'expérience du bétonnage sans mise à la température des murs en béton de kéramsite
Kogan E. A., Ouskolovsky A. L. L'installation mobile pour les essais de traction pendant fendage du béton
Isotov Yu. L., Isotova T. Yu. Le calcul des éléments etirés hors du centre sur l ectian de la force transversale
Tchistjakov E. A., Mardanov K. Kh. Les éléments flexibles aomprimés sous l'action simultanée des charges de longue et de courte durée
Zalessov A. S., Chevljakov V. Ph. La résistance des éléments comprimés sous l'action des sharges alternés du type seismique
Tcherkassky I. G. L'assurance de la résistance des ancres adhésifs
Pitersky A. M. Les déchets de la production de catalyse en qualité d'un adjuvant anti-gel dans le béton
Milovanov A. Ph. Les normes nouvelles de conception des structures en béton et en béton armé soumises au chauffage

INHALTSVERZEICHNIS

Ganitschew I. A. Hauptrichtungen und Aufgaben für Entwicklung der materiell technischen Basis im Bauen
Koroljow W. W., Weller Ju. M., Powesjma W. W. Erfahrung in Vereinheitlichung von Einlegeteilen
Martirosow G. M., Aridshanjan A. G. Eigenschaften des Expansivbetons unter Anwendung von natürlichenporösen Zuschlagstoffen
Matjuschenko S. I., Koltschunow W. I., Woinow N. N. Erfahrung in Produktion von vorgespannten Rippenplaten
Ragoljski A. S., Michailow I. W. Einpressen von Bewehrungskanälen in selbstgespannten Rohren von grossen Durchmessern
Romanowa N. A., Shitkewitsch R. K., Matwejewa O. W., Madorski E. B. Erfahrung in Betonierung ohne Erwärmung von Wünden aus Keramsitbeton
Kogan Je. A., Uskolowski A. L. Transpartable Anlage für Betonzugversuche beim Spalten
Isotow Ju. L., Isotowa T. Ju. Berechnung von aussermittig auf Zug beanspruchten Elementen für Querkraft
Tschistjakow Je. A., Mardanow K. Ch. Biegsame auf Druck beanspruchte Elemente bei gemeinsamer Lasteinwirkung von langer und kurzer Dauer
Salesow A. S., Stschewljakow W. F. Festigkeit der auf Druck beanspruchten Elemente bei Einwirkung von wechselnden Belastungen von seismischem Typ
Tschergasski I. G. Festigkeitssicherung von Klebenkern
Piterski A. M. Ruckstand der Katalysatorproduktion als gegen Frost schützender Betonzusatzstoff
Milowanow A. F. Neue Projektierungsnormen von der Erwärmung unterworfenen Beton-und Stahlbetonkonstruktionen.

Редакционная коллегия: **И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов** (главный редактор), **В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков** (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова* **Корректор** *Т. Г. Бросалина*

Сдано в набор 11.04.86. Подписано в печать 08.05.86. Т-13407
Формат 60×90 1/8. **Печать высокая.** Усл. печ. л. 4,0 Усл. кр.-отт. 4,75 Уч.-изд. л. 6,06
Тираж 14 420 экз. Зак. 111

Почтовый адрес редакции **101442, ГСП, Москва, Каляевская, 23а**
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам полиграфии, издательств и книжной торговли
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

АСУ производством ДСК

В Белорусском научно-исследовательском и проектно-технологическом институте организации и управления строительством Госстроя БССР в соответствии с программой по решению научно-технической проблемы 0.80.08 и международными многосторонними планами Постоянной комиссии СЭВ по сотрудничеству в области строительства разработана автоматизированная система управления производством домостроительных комбинатов (АСУ ДСК).

Основная цель создания автоматизированной системы — повышение эффективности и надежности строительного производства путем улучшения качества и оперативности получения необходимой технико-экономической информации на всех стадиях создания строительной товарной продукции.

В состав АСУ производством ДСК входят семь функциональных подсистем:

Планирование строительно-монтажных работ. Целью разработки подсистемы является автоматизированный расчет плана строительно-монтажных работ, обеспечивающего ритмичную работу специализированных строительных бригад. В состав подсистемы входят четыре задачи. В основу алгоритмов решения задач положено имитационное моделирование строительных процессов, обеспечивающее минимизацию непроизводительных потерь рабочего времени. Результаты решения используются плановыми службами ДСК, группой проектов подготовки работ (ППР) и строительными управлениями.

Планирование производства железобетонных изделий. Целью разработки подсистемы является автоматизированное формирование планов производства изделий крупнопанельного домостроения (КПД), обеспечивающих комплектное изготовление изделий в сроки, определенные графиками строительно-монтажных работ. В состав подсистемы входят два комплекса задач. В основу алгоритма решения положены методы линейного программирования, обеспечивающего формирование оптимального производственного задания, сбалансированного с планом монтажных работ. Результаты используются руководителями ДСК и заводов КПД, производственными отделами ДСК и заводов КПД, начальниками цехов. Выходная информация позволяет проанализировать производственные возможности технологических линий и цехов, определить узкие места в производстве и резервы мощностей.

Инженерно-технологическая подготовка производства. Целью разработки подсистемы является оперативное обеспечение производственно-технологической документацией служб ДСК, участвующих в организации строительного производства на стадии подготовки к строительству. В состав подсистемы входят десять задач. Результаты решения используются службами ДСК: проектно-сметными бюро, плановым отделом, бухгалтерией, отделом труда и заработной платы, отделом главного диспетчера, а также строительными управлениями и заводами КПД. Выходная информация, представляющая собой комплекс технологических документов на каждый объект строительства, применяется также для обеспечения бригадного подряда соответствующей документацией.

Оперативный контроль и регулирование производства. Целью разработки является обеспечение служб ДСК актуальными данными для анализа хода выполнения планов производства и отгрузки изделий КПД, планов строительно-монтажных работ для оперативного воздействия на эти процессы. В состав подсистемы входят четыре задачи. Результаты решения используются диспетчерскими службами, производственными отделами и бухгалтериями ДСК и заводов КПД.

Материально-техническое обеспечение. Целью разработки подсистемы является обеспечение служб материально-технического снабжения обоснованными расчетами потребности в материальных ресурсах. В состав подсистемы входят четыре задачи. Результаты их решения используются отделами снабжения и производственно-техническими отделами заводов КПД и проектно-сметным бюро ДСК.

Бухгалтерский учет. Целью разработки подсистемы является автоматизация учета хозяйственных операций ДСК и заработной платы. В состав подсистемы входят восемь задач. Результатами их решения пользуются бухгалтерии подразделений, входящих в ДСК, сберегательные кассы.

Управление кадрами. Целью разработки подсистемы является оперативное обеспечение административно-управленческого аппарата, отделов кадров, плановых и других служб ДСК необходимой информацией о численности, качественном составе и движении кадров за произвольно выбранный период времени по любому структурному подразделению, входящему в ДСК. В состав подсистемы входят два комплекса задач.

Программное обеспечение АСУ ДСК функционирует под управлением ОС ЕС версии не ниже 4.1 и включает в себя проблемные программы, выполненные на языках ПЛ/1 и Ассемблер, пакеты прикладных программ «Линейное программирование в АСУ (ЛП в АСУ)», «Ввод и контроль информации (ВКИ)» и систему управления базами данных «ОКА».

В качестве основного технического средства обработки данных АСУ ДСК используется ЭВМ ЕС-1022 (основной комплект) или другие программно-совместимые модели.

Автоматизированная система внедрена в Минском производственном объединении индустриального домостроения им. 50-летия СССР. Непосредственно в сфере производства годовой экономический эффект составляет свыше 600 тыс. р. за счет более рационального использования имеющихся производственных мощностей, сырья и материалов; сокращения непроизводительных потерь рабочего времени и простоев технологического оборудования; сокращения непроизводительных расходов (штрафы, пени, неустойки). Срок окупаемости системы 1,4 года.

Основные проектные решения АСУ ДСК обсуждены и согласованы на совещаниях специалистов стран — членов СЭВ (1981—1984 гг.) и рекомендованы к применению на домостроительных комбинатах в СССР и других странах.

В настоящее время ведутся работы по внедрению системы в Харькове, Гомеле, Витебске.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

МОСКОВСКИЙ АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ ИНСТИТУТ

ОБЪЯВЛЯЕТ ПРИЕМ

слушателей (специалистов с высшим образованием) на специальный факультет переподготовки кадров по новым, перспективным направлениям науки и техники по следующим специальностям:

Автоматизация проектирования
(машин, дорог, систем автоматического управления технологическими процессами)

Автоматизация экспериментальных исследований
(ДВС, автомобилей, процессов автомобильных перевозок и дорожного движения)

Срок обучения 9 месяцев
Начало занятий 1 октября

Надежность машин и технологических комплексов

Физико-химические методы повышения надежности

Стандартизация и управление качеством
(в машиностроении и авторемонтном производстве)

Срок обучения 6 месяцев
Начало занятий 1 октября

Обучение проводится с отрывом от работы, по направлению производства.

В процессе обучения слушатели выполняют выпускные работы по тематике, согласованной с предприятием, направившим специалиста на обучение.

Окончившие спецфакультет получают дипломы установленного Минвузом СССР образца.

Справки по адресу: 125829, Москва, Ленинградский проспект, 64, МАДИ, Спецфакультет, тел. 155-01-97.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru