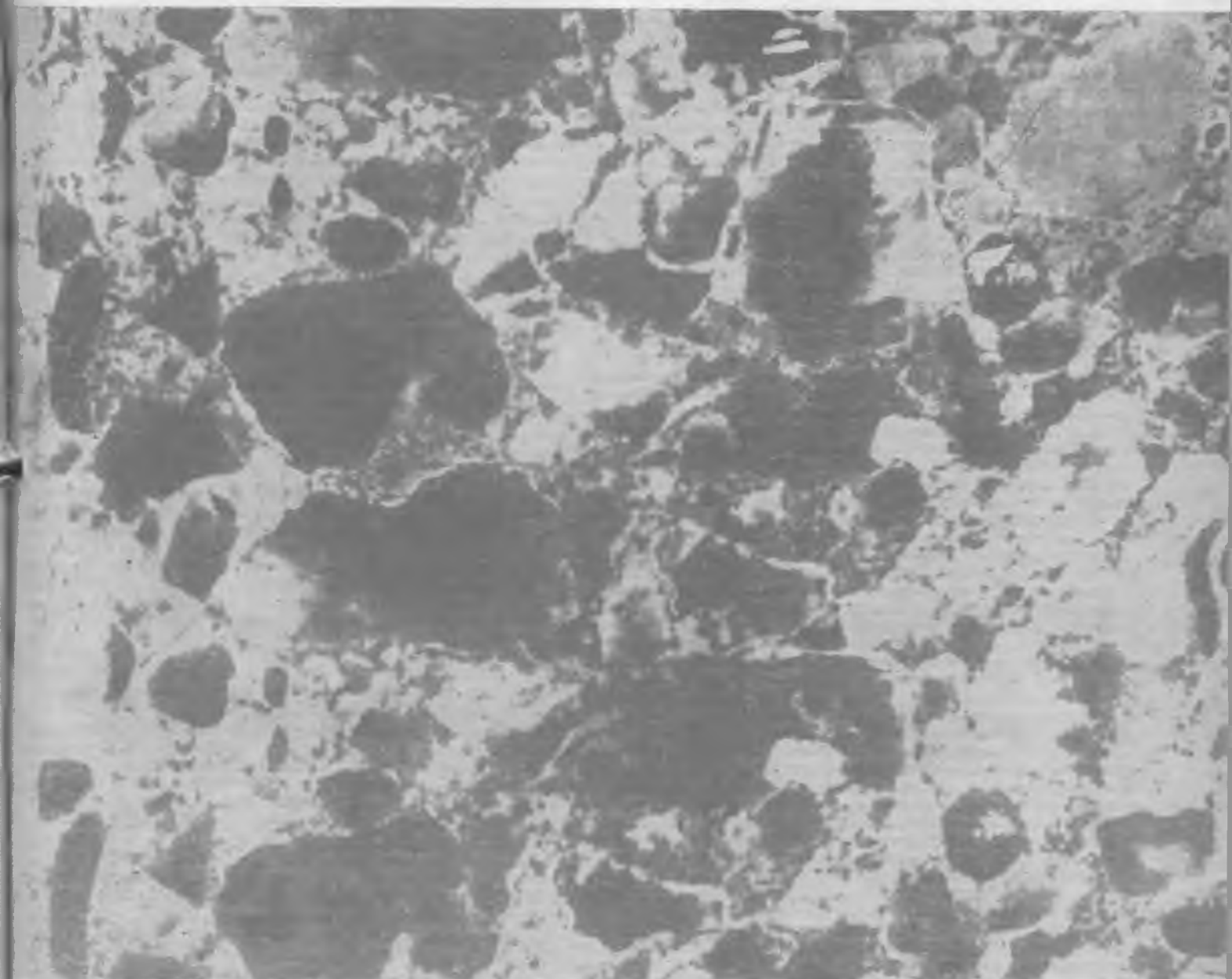


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 7

1986



Внедрение сквозного поточного бригадного подряда

Внедрение бригадного подряда явилось поворотной вехой на пути совершенствования производственных отношений в строительстве. На тематической выставке «Дальнейшее развитие индустриализации и повышение производительности труда в капитальном строительстве» в Объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР представлены работы показательного Паневежского строительного треста и Гатчинского сельского домостроительного комбината.

Паневежский строительный трест осуществляет строительство жилых домов, объектов социально-культурного и коммунального назначения, промышленных объектов и объектов агропромышленного комплекса. В состав треста входят шесть генподрядных организаций (две передвижные механизированные колонны, три СУ и один строительно-монтажный поезд), три специализированные субподрядные организации (управление нулевых работ, управление механизации и управление отделочных работ), а также УПТК и ЖЭК. Трест является базовой показательной строительной организацией, где комплексно внедряется метод бригадного подряда, широко применяются новейшие достижения производства и научная организация труда.

За одиннадцатую пятилетку в системе Минстроя СССР три бригады треста признаны лучшими среди работающих по методу бригадного подряда. В 1985 г. удельный вес работ, выполненных этим методом, достиг 72%, плановые затраты уменьшены на 290 тыс. р., а в целом за пятилетку — на 1,36 млн. р. В хозрасчетных бригадах производительность труда на 16% выше, чем у рабочих в среднем по тресту.

С 1983 г. в системе треста начато внедрение сквозного бригадного подряда. В 1985 г. 11% строительно-монтажных работ (при плане 10%) выполняются этим методом. При работе по методу сквозного бригадного подряда охватываются все цепочки строительного производства: строительные организации, УПТК и поставщики, в частности Паневежский завод ЖБК № 1 треста ЖБК Минстроя ЛитССР. Договор сквозного поточного подряда подписывают руководители и представители бригад соответствующих организаций. Общий контроль за выполнением обязательств возложен на генподрядчика с участием подписавших договор сторон и объединенного совета бригадиров строительного конвейера. Такие договоры заключены на строительство шести объектов: теплицы, здания народного суда, профтехучилища на 780 мест, бюро добрых услуг, средней школы, 12-этажного жилого дома.

Со второго квартала 1984 г. в тресте внедрен бригадный подряд в УПТК. Все поставки, осуществляемые через УПТК треста, производятся хозрасчетными бригадами. Плановые затраты на поручаемые бригадам объемы производства строительных материалов и товарооборота определяются по нормативу, рассчитанному по фактическим расходам за прошлый год с учетом организационно-технических мероприятий по их сокращению. Материальное стимулирование труда рабочих поставлено в прямую зависимость от соблюдения графиков поставки изделий на строящиеся объекты. По результатам каждого месяца определяется коэффициент соблюдения графиков соотношением своевременно реализованных позиций изделий и материалов к их общему числу. В результате внедрения бригадного подряда в УПТК коэффициент возрос с 0,76 в 1984 г. до 0,85 в 1985 г., снизились фактические затраты на изготовление и доставку грузов, получено 77,7 тыс. р. экономии. С 1985 г. требования к коэффициенту соблюдения графиков поставки повышены.

Важную роль в повышении эффективности бригадного подряда играет инженерная подготовка строительства объектов, которая начинается с их отбора. Обязательным условием является наличие проектной документации, смет, финансирования, согласованных с субподрядными организациями объемов работ, готовность площадки для строительства. В ходе инженерной подготовки строительства объекта заблаговременно составляется график выполнения подготовительных работ, указываются сроки их выполнения и организации-исполнители. Основные работы на объекте начинаются только после выполнения всех подготовительных работ. В тресте ежегодно составляется график разработки ППР. В состав таких работ обязательно включается раздел по организации работ методом бригадного подряда.

Планирование материально-технического обеспечения, организация производства и труда осуществляется, в основном, на бригаду. Учет всех показателей текущего и оперативного планирования ведется по бригадам. Трест контролирует ход выполнения договоров хозрасчетных бригад, ведет ежемесячный учет фактических плановых затрат.

При УПТК создан участок малой механизации, который снабжает бригады нормокомплектами и контролирует техническое состояние средств малой механизации, проводит текущий ремонт и замену вышедших из строя средств малой механизации и оборудования.

Большое внимание уделяется работе инженерно-технического состава с бригадами. Широкое распространение получила аккордно-премиальная система оплаты труда рабочих-сдельщиков по планам-заданиям на основе смет. С 1972 г. бригады применяют коэффициент трудового участия, что стало традицией при оценке реального вклада каждого рабочего в результаты деятельности треста.

Внедрение бригадного хозрасчета на Гатчинском сельском домостроительном комбинате явилось прочным фундаментом для развития сельской стройиндустрии в Ленинградской области.

Мощность комбината к 1985 г. достигла 312 тыс. м² общей площади в год. В 1981 г. предприятие полностью перешло на выпуск домов новой серии 111—121 ЛО с улучшенной планировкой. В состав серии входят 3-, 4-, 5-, 9-, и 12-этажные дома.

Организационная структура комбината определяется территориальной разбросанностью объектов строительства, расположенных в радиусе до 300 км в одиннадцати районах области. В составе строительного производства комбината созданы девять СМУ, имеющих монтажные и отделочные потоки, которые ведут монтаж и отделку надземной части зданий, общестроительные и отделочные работы до полной готовности объекта.

В основе Положения о новой форме хозрасчета потоков и бригад лежит заключение хозрасчетных договоров между администрацией СМУ и бригадами во главе с начальником потока. Администрация обязуется своевременно и полностью обеспечить бригады необходимыми средствами механизации и транспорта, а также материально-техническими ресурсами в соответствии с утвержденными графиками производства работ. Поток берет на себя выполнение строительно-монтажных работ силами бригад в пределах сроков, установленных по договору, к которому прилагаются перечень объектов и расчет плановых затрат по объектам. Таким образом, каждый хозрасчетный поток обеспечивается перспективным планом загрузки.

Многолетний опыт работы комбината показал, что переход на хозрасчет способствовал росту производительности труда и улучшению технико-экономических показателей. Так, в одиннадцатой пятилетке трудовые затраты на 1 м² общей площади снижены на 8%, выработка на одного работающего возросла на 24%.

Повышение производительности труда из года в год обеспечивается привлечением новых резервов. Улучшение организации труда в бригадах позволяет добиваться хороших результатов при сокращении численности работающих.

Хозрасчетный метод, по которому работают все бригады строительного и промышленного производства комбината, постоянно обогащается новым содержанием. В 1979 г. коллектив комбината привлек к бригадному подряду важнейшее звено строительного конвейера — транспортников, обслуживающих бригады монтажников. Наибольший эффект сквозной бригадный подряд принес на самых удаленных объектах. Доставка, сохранность изделий и конструкций улучшились, в результате повысилось качество, сократились сроки строительства, выросла производительность труда.

С 1984 г. на комбинате внедрен бригадный подряд в комплектации. От работы этого звена зависит ритмичность строительства, а значит и своевременный ввод объектов в эксплуатацию.

В настоящее время Гатчинский СДСК работает по технологической цепочке «цех — комплектация — транспорт — стройка».

Содержание

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

Повышать коррозионную стойкость железобетонных конструкций 2

Алексеев С. Н. Коррозия арматуры и повышение защитного действия бетона 3

Иванов Ф. М., Любарская Г. В., Чехний Г. В. Коррозионная стойкость бетона в водах с сульфатами и бикарбонатами 5

Москвин В. М. О расчетах морозостойкости бетона 7

Степанова В. Ф., Савин В. И., Егорова Е. М. Условия сохранности стальной арматуры в поризованном арболите 8

Холошин Е. П., Антропова В. А., Чугунова С. Л. Бетоны высокой стойкости на природных пористых заполнителях 10

Розенталь Н. К., Суаснабар Х. Карбонизация бетона в условиях тропического климата 11

Новгородский В. И. Особенности применения лакокрасочных покрытий для повышения долговечности конструкций 13

Яковлев В. В. Прогнозирование коррозионной стойкости бетона в жидких кислых средах 15

Рояк Г. С., Грановская И. В., Трактирникова Т. Л. Предотвращение щелочной коррозии бетона активными минеральными добавками 16

Шевяков В. П., Луговской Л. Н., Ильинцев В. И. Результаты обследования плит покрытия, эксплуатирующихся в условиях влажного режима 18

Матвиенко В. А., Дрозд Г. Я., Губарь В. Н. Оценка роли биологического фактора в коррозии бетона 19

Трибуна соревнующихся

Горшкова Г. К. Передовая бригада 20

Экономия ресурсов

Петров С. А., Садиков В. П. Производство строповочных деталей со штампованными полосовыми анкерами 21

Конструкции

Шмурнов А. Е., Заславский И. Н., Рагольский С. З. Напорные центрифугированные трубы со стальным цилиндром для гидромелиоративного строительства 22

Рохлин И. И. Влияние динамических воздействий на работу трехслойных панелей при транспортировании 24

Бетоны

Внуков О. А., Гроздов В. Т. Прочность и деформативность керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении 26

Головнев С. Г., Вальт А. Б., Гольденберг М. М. Прочность выдерживаемого при различных температурах бетона 27

Грушко И. М., Ольгинский А. Г., Мельник Ю. М., Львовский И. Г. Активация заполнителей цементного бетона 29

Саммал О. Ю., Рульков А. А., Тальберг П. Л. Комплекс КАПО-ТЕСТ для определения прочности бетона 30

Каган М. З. Фактическая прочность на сжатие бетона блоков тоннельной обделки 31

Арматура

Мамедов Т. И., Михайлов К. В. Предложения по унификации основных характеристик и условных обозначений арматурных сталей 32

Заводское производство

Королев К. М. Критерий эффективности смесителей принудительного действия 34

Тулмышев М. Ш., Столярова Е. А., Омуров К. С. Дистанционный контроль прочности твердеющего бетона ультразвуком 35

Для сельского строительства

Макаренко Л. П., Бабич Е. М., Гайчук В. И., Чайкун А. А., Любченко И. Г., Марцонь Л. Б., Крусъ А. М. Сталежелезобетонные шпренгельные балки и фермы покрытия для сельского строительства 37

Строительное производство

Тер-Оганян Т. М. Экономическая эффективность сборно-моноплитных зданий, возводимых методом подъема перекрытий 39

В помощь проектировщику

Сапожников Н. Я. Об оценке уровня надежности изгибаемых сборных железобетонных конструкций по нормальным сечениям 40

Волинский Б. Н., Лепский В. И., Малачевский Л. Д. Способы расчета элементов крупнопанельных общественных зданий на вертикальные нагрузки 42

Использование промышленных отходов

Бураев М. И. Прочность бетона в набивных сваях 44

Зарубежный опыт

Трамбовецкий В. П. Соединение железобетонной дымоходной трубы 46



ПОВЫШАТЬ КОРРОЗИОННУЮ СТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Утвержденный XXVII съездом КПСС курс на всемерное ускорение научно-технического прогресса в качестве одного из необходимых условий этого процесса предусматривает повышение эффективности капитальных вложений, всемерную экономию материалов, энергии, труда.

Здания и сооружения составляют более половины стоимости действующих основных производственных фондов. Резервы экономии при возведении их достаточно велики, но, используя эти резервы, нельзя забывать об издержках при эксплуатации зданий и сооружений. Ведь нередко вскоре после завершения строительства приходится производить капитальный ремонт здания (сооружения) или его основных элементов. Стоимость такого мероприятия, проводимого подчас в сложных условиях действующего производства, может достигать и даже превышать первоначальные затраты. Недочет этого обстоятельства есть не что иное, как проявление узковедомственных интересов строительной отрасли, и основа его заключается в недооценке качества строительства: проектирования, изготовления, монтажа конструкций и защиты их от коррозии.

Вдохновляемая историческими решениями XXVII съезда партии, вся страна вступила в борьбу за качество продукции. ЦК КПСС и Совет Министров СССР в мае 1986 г. приняли постановление, намечающее меры по коренному повышению качества продукции.

Бесспорно, что основными критериями качества строительной продукции — зданий и сооружений — являются их эксплуатационные свойства, долговечность и надежность.

По данным натурных обследований, анализа проектных материалов и экспертного опроса специалистов установлено, что агрессивным воздействиям подвергается в различных отраслях народного хозяйства от 15 до 75% строительных конструкций зданий и сооружений. Наиболее интенсивным коррозионным воздействиям подвержены строительные элементы и конструкции предприятий металлургической, химической, нефтехимической, целлюлозно-бумажной, текстильной и пищевой промышленности, здания сельскохозяйственного производственного назначения.

Нормы проектирования защиты от коррозии в строительстве предусматривают, в зависимости от степени агрессивности и вида среды, разные способы защиты железобетонных конструкций — от простейших приемов повышения собственной стойкости конструкций до сложных многослойных покрытий и облицовок, изолирующих конструкцию от среды. Последние относятся к области специальной защиты конструкций в сильноагрессивных средах, главным образом техногенных. Эти виды защиты весьма дороги, трудоемки в исполнении, не всегда обеспечены необходимыми материалами, а при недостаточном тщательном исполнении и небрежной эксплуатации часто оказываются неэффективными. Поэтому в некоторых случаях предпочтительнее изготовлять конструкцию целиком из коррозионностойкого материала, каким является, например, полимербетон.

Так, на предприятиях цветной металлургии уже в течение многих лет успешно применяются армополимербетонные конструкции электролизных ванн и подвальных эстакад. В последние годы в НИИЖБе разработан новый вид бетона для конструкций, находящихся в подобных условиях службы, — высокопрочный кислото- и износостойкий бетон на перлитожидкостеклянном вяжущем. Сырьевая база для производства конструкций на его основе практически неограниченна. Задача состоит в скорейшем налаживании промышленного производства таких конструкций, которые в кислых средах не уступают по стойкости полимербетонным.

Однако было бы грубой ошибкой пытаться решать задачи повышения стойкости конструкций лишь заменой обычного

цементного бетона специальными их видами. Такая замена должна быть технически и экономически оправданной. Важнейшей задачей сегодня и в ближайшие годы является использование огромных резервов повышения стойкости массовых железобетонных конструкций путем улучшения их качества.

Не секрет, что недопустимо малая долговечность таких массовых конструкций, как ребристые плиты покрытий, в таких производственных зданиях, как формовочные цеха предприятий сборного железобетона, животноводческие комплексы и т. п., где обычно воздушно-влажная среда квалифицируется нормами как слабоагрессивная, связана со скрытыми дефектами качества защитного слоя бетона.

В то же время практически ничего не стоящее фиксирование проектного положения арматуры удлинит межремонтный период для этих конструкций в 2...2,5 раза, а контроль ограничения проницаемости бетона — еще в 1,5...2 раза. По существу, чтобы реализовать эти возможности, препятствий нет. Не сложные в изготовлении и использовании разнообразные фиксаторы арматуры. Снижение проницаемости бетона достигается общеизвестными технологическими мерами: улучшением качества заполнителей, тщательным подбором состава бетонной смеси, использованием химических добавок. При этом, безусловно, должны действовать все виды контроля: входной, операционный и выходной.

Важность входного контроля подтверждается участвующими случаями загрязнения заполнителей а иногда и цемента агрессивными к стали и бетону веществами, в частности хлоридами, при поставке этих материалов в плохо очищенных от ранее перевозившихся химических грузов транспортных средствах.

Для реализации обратной связи при выходном контроле качества необходимо использовать неразрушающие методы контроля проницаемости бетона в изделиях, а не на образцах. Для этого нужно организовать массовое производство портивных фильтратометров, разработанных в одиннадцатой пятилетке Донецким ПромстройНИИпроектом, использовать имеющуюся на заводах ультразвуковую аппаратуру для такого контроля по разработанной Брестским ИСИ методике, описанной в № 5 нашего журнала за этот год.

Строительным министерствам и ведомствам пора реализовать рекомендацию секции защиты от коррозии строительных конструкций НТС Госстроя СССР об организации изготовления (в первую очередь на головных предприятиях) железобетонных конструкций для агрессивных сред с использованием имеющихся типовых проектов, разработанных технологических приемов и методов контроля, а научно-исследовательским институтам следует обеспечить при этом необходимую производственным помощь.

Экономические исследования показывают, что широкое использование в практике проектирования, строительства и эксплуатации строительных объектов уже имеющихся нормативных документов и научных разработок позволит снизить ущерб от коррозии на 20...25%, или получить народнохозяйственный эффект в размере 500...600 млн. р. в год.

Строительным министерствам и ведомствам необходимо срочно реализовать указанное постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР в части разработки экономических рычагов и стимулов повышения качества железобетонных изделий.

В настоящем номере журнала помещена подборка статей, отражающих как теоретические, так и практические аспекты проблемы повышения коррозионной стойкости железобетонных конструкций, неразрывно связанной с качественным совершенствованием проектирования и технологии их изготовления.

Коррозия арматуры и повышение защитного действия бетона

Все более частые повреждения железобетонных конструкций вследствие коррозии арматуры нельзя объяснить только быстрым ростом их объема в зданиях и сооружениях развитых стран. К основным причинам повреждений относятся также использование все более тонкостенных конструкций (как результат совершенствования методов расчета и применения все более прочных сталей и бетонов); ошибочная оценка при проектировании зданий реальных воздействий среды и использование конструкций в некоррозионностойком исполнении; дефекты (в том числе скрытые) при массовом производстве конструкций.

Современная номенклатура включает конструкции из бетонов легких и ячеистых, на бесцементных вяжущих и многие другие. На коррозионное состояние арматуры могут повлиять вид вяжущего и заполнителей, режим твердения и т. д. Мы ограничимся конструкциями из тяжелого бетона на портландцементе, а также средами, практически не вызывающими коррозии бетона.

В настоящее время можно считать установленным, что плотный цементный бетон обеспечивает первоначальную защиту стальной арматуры от коррозии благодаря пассивации поверхности стали в результате ее контакта с щелочной поровой жидкостью ($\text{pH} = 12,5 \dots 13$). Известно, что при пониженной щелочности ($\text{pH} < 11,8$) состояние пассивности стали неустойчиво, а его нарушение приводит к началу процесса коррозии арматуры. Пассивность стали в щелочной среде не устанавливается или нарушается в присутствии некоторых активирующих ионов, в частности хлор-ионов, критическое содержание которых зависит от величины pH и парциального давления кислорода у поверхности стали, т. е. от степени затруднения его доступа к арматуре.

Таким образом, если при изготовлении железобетонной конструкции обеспечено значение щелочности выше критического и концентрация хлоридов ниже критического значения, арматурная сталь пассивна и не корродирует. Чтобы такое благоприятное состояние стали было устойчивым во времени, необходимо не только первоначальное, но и длительное защитное действие бетона. Суть его в том, чтобы достаточно долго сохранить у поверхности арматуры высокую щелочность бетона и низкое содержание хлоридов в нем.

Если по той или иной причине сталь в бетоне активна, скорость коррозии арматуры и ее последствия оказываются самыми различными в зависимости от множества факторов. Конечным результатом коррозии может быть постепенное или внезапное разрушение конструкции.

Постепенное разрушение характерно для конструкций с ненапрягаемой арматурой из высокопластичных сталей. В результате развития коррозии арматуры под давлением растущего слоя ржавчины защитный слой бетона растрескивается, а затем отпадает. Эти симптомы легко заметить и осуществить ремонт или усиление, не допустив исчерпания несущей способности конструкции из-за уменьшения сечения арматуры и потери ее сцепления с бетоном.

Опасность внезапного обрушения присуща конструкциям с напрягаемой арматурой из высокопрочных сталей, которая при коррозии имеет склонность к хрупкому обрыву.

Для общей характеристики ситуации необходимо отметить, что коррозию арматуры часто вызывают воздействия среды неагрессивной или слабоагрессивной к неармированному бетону — влажный воздух, атмосферные осадки, периодическое увлажнение в зоне переменного горизонта воды в естественных условиях и во многих производственных ситуациях. Примером может служить весьма распространенное и неоднократно описанное [1, 2] повреждение сборных ребристых плит покрытий зданий с влажным режимом: формовочные цеха заводов железобетонных и асбестоцементных изделий, животноводческие помещения.

Применение в слабо- и среднеагрессивных к железобетону условиях рядовых конструкций, при изготовлении которых не выдержаны минусовые допуски толщины защитного слоя и ограничение проницаемости бетона, приводит к быстрой карбонизации защитного слоя и интенсивной коррозии арматуры. В результате через 10...12 лет эксплуата-

ции здания приходится заменять часть или все плиты покрытий, так как их нельзя отремонтировать. При этом заменяют все элементы кровли — пароизоляцию, утеплитель, кровельный ковер; расходы превышают нормы амортизационных отчислений на капитальные ремонты.

Различают два основных периода эксплуатации железобетонной конструкции, соответствующие пассивному и активному состояниям стали в бетоне. Первый период условно можно назвать инкубационным (скрытым), в течение него под действием среды бетон защитного слоя постепенно теряет способность пассивировать сталь. При этом конструкция может не снижать свою несущую способность и другие эксплуатационные свойства.

Второй период является периодом развития процесса коррозии арматуры и сопутствующих ему растрескивания и откалывания защитного слоя. Бетон теряет сцепление с арматурой, на поверхности конструкции появляются ржавые пятна, свидетельствующие о снижении ее несущей способности и других эксплуатационных свойств. Схематически эти периоды представлены на рисунке. Конечная стадия наступает, когда превышает некоторый предел повреждений, который определяется с учетом вида и назначения конструкций, способа армирования и условий эксплуатации.

Плохая пригодность к ремонту обычных конструкций, арматура которых подвергается коррозии, опасность внезапного обрушения по этой причине предварительно напряженных являются серьезным основанием считать при проектировании их предельным состоянием момент потери пассивности арматуры. Ввиду многообразия, сложности и недостаточной изученности особенностей защитного действия различных бетонов, коррозионного поведения разных видов арматуры, а также изменчивости свойств названных материалов было бы неоправданным риском при проектировании допускать какую-то степень коррозии арматуры за исключением некоторых случаев. Наиболее надежная долговечность железобетонной конструкции может быть достигнута только за счет обеспечения достаточной длительности первого — инкубационного периода ее взаимодействия со средой.

Исследования [1, 3, 4] позволили установить основные закономерности такого взаимодействия как для карбонизации бетона углекислым газом воздуха, так и диффузионного проникания в него хлоридов из водных растворов.

Для определения глубины карбонизации получено [1] выражение, из которого следует, что продолжительность

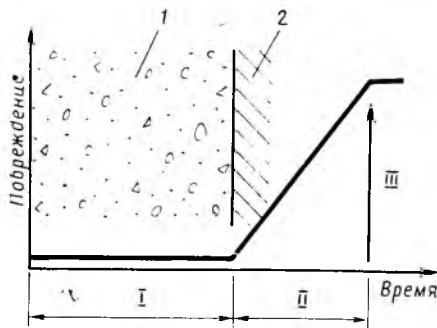


Схема развития коррозионного повреждения арматуры в бетоне
1 — защитный слой бетона; 2 — арматура; I — время утраты защиты бетоном; II — время развития коррозии арматуры; III — предельное состояние конструкции

карбонизации защитного слоя бетона пропорциональна квадрату его толщины, т. е. защитный слой увеличенной вдвое толщины в 4 раза дольше защищает арматуру. Такой же эффект может дать четырехкратное уменьшение диффузионной проницаемости бетона без увеличения толщины слоя. Влияние реакционной емкости бетона ограничено содержанием окиси кальция в цементе и его расходом, и в целом может дать удвоенное длительности защитного действия бетона.

Уменьшение диффузионной проницаемости бетона достигается технологическими мерами, главная из которых — снижение водоцементного отношения. Относительная глубина карбонизации в помещении с нормальной влажностью и температурой [1] выражается эмпирической зависимостью

$$X_{отн} = 4,6 \sqrt{B/C} - 1,3,$$

из которой следует, что при $B/C = 0,3$ бетон практически не должен карбонизироваться. Большие возможности для понижения проницаемости открывают пластифицирующие добавки, в частности, суперпластификаторы.

Нельзя забывать, конечно, что снижение проницаемости бетона достигается и надлежащим подбором его состава с использованием чистых фракционированных заполнителей, тщательным уплотнением смеси и влажным режимом выдерживания.

Перечисленные меры позволяют изготавливать типовые сборные тонкостенные конструкции, например, ребристые плиты покрытий промышленных зданий с долговечностью в слабоагрессивных влажных средах 50...70 лет при условии, если смещение арматуры от проектного положения не превышает допуска, предусмотренного ГОСТ 13015—67. Для этой цели должны быть использованы фиксаторы надлежащего типа и размера в необходимом количестве.

Принципиально возможно снижение толщины защитного слоя против предусмотренной нормами проектирования, однако этому препятствует то важнейшее обстоятельство, что железобетонные конструкции проектируются, как правило, с раскрытием трещин в бетоне растянутой зоны. Поскольку трещины многократно ускоряют локальную карбонизацию бетона, то в их зоне коррозия арматуры начинается гораздо раньше. Однако развитие коррозии в зоне трещин имеет затухающий характер [4] и может не представлять опасности для конструкций с ненапрягаемой арматурой при необходимой толщине защитного слоя. Это основной фактор, определяющий сопротивление бетона раскалыванию под давлением продуктов коррозии арматуры.

Глубина проникания хлоридов в бетон выражается зависимостью, аналогичной установленной для карбонизации [3]. Отличие состоит в том, что хлориды лишь в малой части связываются бетоном и, вследствие высокой подвижности хлор-иона, существенно быстрее достигают поверхности арматуры. Поэтому в хлоридных средах возможность компенсировать толщину защитного слоя понижением проницаемости бетона весьма ограничена.

В морских гидротехнических сооружениях толщина защитного слоя 4...5 см

является минимально необходимой для бетона малой проницаемости. Увеличение защитного действия в таких условиях достигается введением добавок — ингибиторов коррозии стали [5], в результате чего можно повысить в 4...5 раз критическую концентрацию хлорида, при которой начинается коррозия стали в бетоне, и соответственно отдалить ее начало. Другими способами защиты железобетона от хлоридной коррозии являются уплотняющая пропитка бетона, эпоксидные защитные покрытия арматурных стержней и катодная защита конструкций. Следует отметить, что все они требуют тщательного выполнения и контроля параметров при производстве работ, а для катодной защиты — и в процессе эксплуатации.

Таким образом, можно дать рекомендации для проектирования и производства стойких конструкций в условиях возможной коррозии арматуры. Конструкция элемента и арматуры должна гарантировать возможность тщательного распределения и уплотнения бетонной смеси. Смесь должна иметь хорошую удобоукладываемость, а бетон — заданную степень непроницаемости при достаточной однородности в изделии. Тип, размер и расположение фиксаторов должны обеспечить требуемый минимум толщины защитного слоя в готовой конструкции. Условия выдерживания должны способствовать получению низкой проницаемости бетона защитного слоя.

Что касается ограничения раскрытия трещин в сильноагрессивных средах, то здесь предпочтительнее понижать допускаемое напряжение в арматуре и увеличивать толщину защитного слоя (по сравнению с уменьшением раскрытия трещин, достигаемым при использовании тонких стержней).

Для конструкций, подвергающихся действию хлоридных сред, могут быть даны дополнительные рекомендации. Их технологичность должна исключать локальные неплотности, смещения арматуры, технологические трещины и другие дефекты, способствующие прониканию хлоридов в бетон. Следует особо тщательно проектировать составы бетона, в частности с использованием химических и минеральных добавок, понижающих проницаемость его для хлоридов; увеличивать толщину защитного слоя; использовать оптимальные параметры режима выдерживания.

Все перечисленные меры могут оказаться неэффективными при очень высокой агрессивности среды, например в зоне переменного горизонта моря. В подобных случаях должны найти применение добавки — ингибиторы коррозии стали, уплотняющая пропитка поверхностных слоев конструкции специальными подобранными составами, защитные покрытия арматурных стержней. За рубежом с высокой эффективностью используют покрытия на основе эпоксидных смол, которым отдают предпочтение перед окисноэфирными.

В определенных условиях весьма надежна катодная защита, выполненная по специально разработанным проектам и нормально эксплуатирующаяся. При этом важно соблюдать осторожность в отношении преднапряженных конструкций, чтобы защитный потенциал не превышал потенциала выделения водорода, при котором возникает опасность появ-

ления водородной хрупкости высокопрочной стали.

Строительство из железобетона ответственных сооружений — вытяжных и дымовых труб высотой 300...400 м, напорных водоводов большого диаметра на суше, платформ нефте- и газодобычи на морском шельфе — требует надежных прогнозных и современных технологических средств обеспечения долговечности сооружений. Не менее важное значение для эффективности капитальных вложений имеет долговечность типовых сборных железобетонных конструкций массового строительства, очень часто зависящая от сохранности арматуры.

Современные представления о процессах коррозии арматуры и особенностях ее защиты бетоном (первичная защита), а при необходимости и иными средствами (вторичная защита) должны развиваться и дальше и приниматься на вооружение проектировщиками и строителями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. — М.: Стройиздат, 1976. — 205 с.
2. Кескюла Т. Э., Мильян А. Я., Новгородский В. И. Коррозионное разрушение железобетонных конструкций животноводческих зданий // Бетон и железобетон. — 1980. — № 9. — С. 43—44.
3. Иванов Ф. М., Розенталь Н. К. О защите стальной арматуры в бетоне морских гидротехнических сооружений: Тр. ин-та / НИИЖБ. — М., 1975. — Вып. 19. — С. 4—10.
4. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузев. — М.: Стройиздат, 1980. — 536 с.
5. Ингибиторы коррозии стали железобетонных конструкций / С. Н. Алексеев, В. Б. Рашинов, Н. К. Розенталь, Н. М. Кашурников. — М.: Стройиздат, 1985. — 272 с.

Новые книги Стройиздата

Мялованов А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 225 с.

Разумовский А. В., Гусев С. Г. Экономика промышленности строительных материалов: Учеб. для техникумов. — 2-е изд., перераб., доп. — М.: Стройиздат, 1986. — 350 с.

Рамачандран В., Фельдман Р., Бодуэн Д. Наука о бетоне: Физ.-хим. бетоноведение / Пер с англ. — М.: Стройиздат, 1986. — 278 с.

Неразрушающие методы испытания бетона: Совместное изд. СССР — ГДР / Под ред. О. В. Лукина. — М.: Стройиздат, 1985. — 235 с.

Коррозионная стойкость бетона в водах с сульфатами и бикарбонатами

На территории СССР широко распространены грунтовые воды, содержащие сульфаты в количествах, опасных для бетона подземных сооружений. Во многих случаях они одновременно содержат и бикарбонаты — так называемую «временную» жесткость. Как показали исследования [1...4] и данные о состоянии сооружений, сульфатная агрессивность вод, содержащих бикарбонаты, снижается у бетонов на портландцементе. Для установления количественной зависимости агрессивности сульфатных вод от содержания в них бикарбонатов проведены экспериментальные исследования.

Механизм сульфатной коррозии бетона на портландцементе (III вид коррозии) изучали многократно. Установлено, что разрушение материала обусловлено взаимодействием сульфат-ионов с гидроксидом и гидроалюминатами кальция цементного камня с образованием гипса и гидросульфалюмината кальция [5]. Увеличение объема твердой фазы в результате этих реакций обуславливает возникновение и развитие внутренних напряжений в цементном камне и приводит к разрушению бетона. Условия и механизм торможения сульфатной коррозии бикарбонат-ионами не изучен.

В лаборатории коррозии НИИЖБ были исследованы скорости коррозии цементного камня, цементного раствора и бетона в растворах сульфатов различной концентрации и различной бикарбонатной щелочности. Исследованы портландцементы различного минералогического состава (табл. 1). Образцы изготавливали из цементного теста при $B/C=0,27$, из цементно-песчаного раствора состава 1:3 при $B/C=0,50$ и из бетона с расходом цемента 360 кг/м^3 при $B/C=0,50$.

Скорость коррозии изучали по интенсивности поглощения сульфат-ионов из агрессивной среды или по накоплению сульфатов в образцах. Изменение физико-механических свойств контролировали по прочности на сжатие и растяжение при изгибе и по деформациям расширения.

Коррозионную стойкость исследовали методом погружения образцов в растворы солей сульфата натрия, бикарбоната натрия и бикарбоната кальция. Концентрация сульфатов в расчете на ион SO_4^{2-} составляла от 1500 до 20 000 мг/л, концентрация бикарбонат-ионов 0,7; 1,4; 2,8; 5,6; 8,4 и 11,2 мг-экв/л. Кинетику процесса сульфатной коррозии изучали по количеству проникших в образец сульфатов, т. е. определяли изменение концентрации агрессивного сульфатного раствора или выполняли химический анализ образцов.

Определение количества сульфат-ионов, поглощенных за 2 года, выраженное в % массы первоначального содержания цемента в поверхностном слое

Таблица 1

Состав цемента	Завод-изготовитель цемента	Содержание, %				Активная минеральная добавка, %
		C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	
1	Подольский	63	16	2	17	Шлак, 18,4
2	Вольский	38	36	4	16	Без добавки
3	Карачаево-Черкесский	45	30	6	14	Шлак, 16,5
4	Воскресенский	60	13	8	13	Трепел, 5
5	Щуровский	49	23	9	12	Без добавки

образцов цементного камня толщиной 1 см (рис. 1), показывает, что содержание в агрессивном сульфатном растворе бикарбонатных ионов весьма существенно замедляет проникание сульфат-ионов в цементный камень.

Эксперименты показывают, что наличие в воде-среде 2 мг-экв/л бикарбонат-ионов снижает количество поглощенных сульфатов в поверхностном слое образцов в 1,5...1,7 раза. При содержании бикарбонат-ионов 6 мг-экв/л количество поглощенных сульфат-ионов снижается в 3,9...4,7 раза. Дальнейшее увеличение концентрации бикарбонат-ионов в незначительной степени изменяет интенсивность поглощения сульфат-ионов цементным камнем.

Данные о скорости накопления сульфатов в цементном камне бетона в сульфатных и сульфатно-бикарбонатных растворах свидетельствуют о том, что интенсивность сульфатной коррозии бетона зависит прежде всего от минералогического состава цемента.

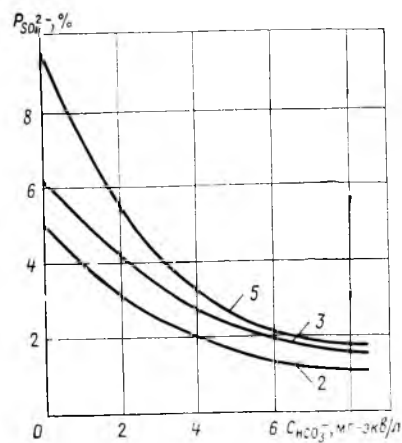


Рис. 1. Количество поглощенных за 2 года цементным камнем на цементах 2, 3, 5 (номера составов цемента по табл. 1) сульфатов $P_{\text{SO}_4^{2-}}$ — (% массы цемента) из сульфатного раствора (SO_4^{2-} — 20000 мг/л) с различной концентрацией бикарбонатов $C_{\text{HCO}_3^-}$ (HCO_3^- — мг-экв/л).

Сравнение (см. рис. 1) показывает, что в растворе сульфатов, не содержащем бикарбонат-ионов, количество сульфатов, накопившееся за 2 года, прямо пропорционально содержанию трехкальцевого алюмината в клинкере и составляет 1,06% и 1,25% на каждый процент C_3A для высокоалюминатного (№ 5) и низкоалюминатного (№ 2) цементов. В то же время при содержании в агрессивном сульфатном растворе более 6 мг-экв/л бикарбонатов количество поглощенных сульфатов составляет 0,12 и 0,53% соответственно для высокоалюминатного и низкоалюминатного цементов. Таким образом, торможение процесса сульфатной коррозии в цементном камне высокоалюминатного цемента идет интенсивнее, чем низкоалюминатного.

Данные об изменении прочности образцов из цементного раствора говорят о благоприятном влиянии бикарбонат-ионов на сульфатостойкость. Из диаграмм (рис. 2, 3, 4) следует, что при высокой концентрации сульфатов (12000...20000 мг/л) положительное влияние бикарбонат-ионов проявляется достаточно четко у образцов на низкоалюминатном цементе. Образцы на высокоалюминатном цементе разрушаются независимо от содержания бикарбоната в растворах сульфата. В то же время при низкой концентрации сульфатов (1500 мг/л) положительное влияние бикарбонатов на сульфатостойкость образцов на высокоалюминатном цементе Щуровского завода весьма существенно. Промежуточное положение занимает среднеалюминатный цемент Воскресенского завода.

Сопоставление данных о накоплении сульфатов и об изменениях прочности образцов показывает, что между ними нет прямой связи. Это свидетельствует о различии механизма сульфатной коррозии низко- и высокоалюминатных цементов.

Данные о накоплении сульфатов и о влиянии бикарбонатов на прочность образцов, длительно твердеющих в сульфатных растворах, подтверждаются измерением деформаций расширения образцов (рис. 5).

Для расчетов сроков службы бетона в водах, содержащих сульфаты, необходимо знать предельную величину допустимого накопления сульфатов в цементном камне, после которой начинается разрушение. Одновременное определение изменения прочности образцов и содержания в них сульфатов (рис. 6), показало, что у менее стойких цементов прочность снижается при меньшем содержании сульфатов, чем у сульфатостойких. После погружения последних в сульфатный раствор их прочность возрастает в первый период в значительно большей степени.

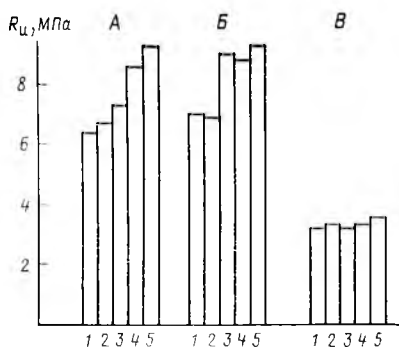


Рис. 2. Прочность при изгибе R_u образцов из цементного раствора после твердения в сульфатно-бикарбонатном растворе. Концентрация SO_4^{2-} — 12000 мг/л, концентрация HCO_3^- , мг-экв/л: 1—0; 2—1; 4; 3—2,8; 4—5,6; 5—8,4. А — Вольский, Б — Воскресенский, В — Шу-ровский, срок твердения — 3, 3 и 2 года соответственно

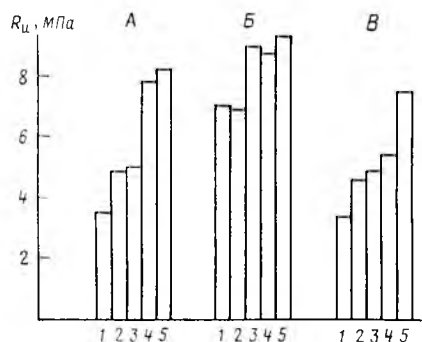


Рис. 3. Прочность при изгибе R_u образцов из цементного раствора после твердения в сульфатно-бикарбонатном растворе. А — Вольский цемент, SO_4^{2-} — 20000 мг/л; Б — Воскресенский, SO_4^{2-} — 12000 мг/л; В — Шу-ровский, SO_4^{2-} — 1500 мг/л

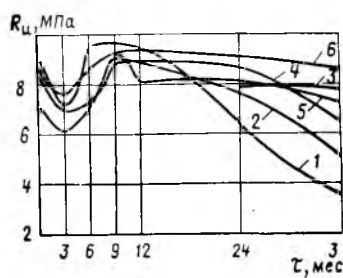


Рис. 4. Кинетика нарастания прочности образцов на вольском цементе в сульфатных и сульфатно-бикарбонатных средах. 1, 2, 3 — концентрация SO_4^{2-} — 20000 мг/л; 4, 5, 6 — то же, 12000 мг/л; 1, 4 — концентрация HCO_3^- — 0; 2, 5 — то же, 2,8 мг-экв/л; 3, 6 — то же, 5,6 мг-экв/л

Анализ этих данных с учетом момента появления первых трещин и сопоставление их с данными других исследователей позволяет принять следующие значения предельно допустимого содержания сульфатов в зависимости от содержания C_3A в цементе (то есть от преобладания

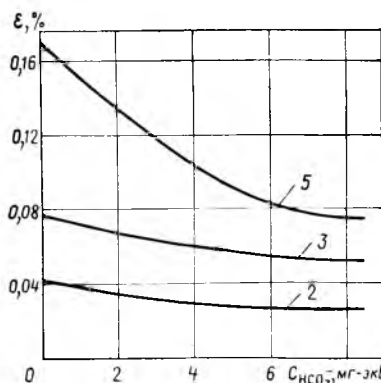


Рис. 5. Деформации образцов из цементного раствора после твердения в течение двух лет в сульфатном растворе (SO_4^{2-} — 12000 мг/л) с различной концентрацией бикарбонатов $NaHCO_3$, мг-экв/л (цифры у кривых — номера составов цемента по табл. 1)

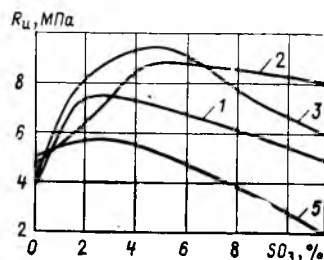


Рис. 6. Величина поглощения сульфат-иона образцами цементного камня в зависимости от содержания C_3A в клинкере цемента. Концентрация SO_4^{2-} — 12000 мг/л. 1 — без бикарбонат-ионов, 2 — концентрация HCO_3^- — 2,8 мг-экв/л HCO_3^-

Таблица 2

Концентрация раствора по ионам		Сроки накопления предельно допустимого количества сульфатов в цементном камне в сульфатно-бикарбонатных средах, в годах		
SO_4^{2-} , мг/л	HCO_3^- , мг-экв/л	сульфатостойкого (2)*	средне-алюминатного (3)	высоко-алюминатного (5)
1500	0,0	>200	>200	58
1500	2,8	>200	>200	>200
5000	0,0	162	51	9
5000	2,8	>200	>200	56
5000	5,6	>200	>200	>200
12000	0,0	46	14	3
12000	2,8	>200	85	18
12000	5,6	>200	144	89
12000	8,4	>200	>200	121
20000	0,0	24	8	2
20000	2,8	94	30	11
20000	5,6	>200	88	56
20000	8,4	>200	130	95

* В скобках указан номер цемента по табл. 1.

гипсовой или сульфоалюминатной коррозии):

Содержание в цементе C_3A , %	менее 5	5—8	свыше 8
Предельное содержание сульфатов, %	12	8—9	5—6

Это позволяет ориентировочно рассчитывать сроки службы бетона при полном погружении конструкций в агрессивную среду. При этом принимается, что предельное состояние по коррозионной стойкости наступает, когда в результате предельного накопления сульфатов произойдет перерождение поверхностного слоя бетона толщиной 2 см. Результаты ориентировочного расчета по экспериментальным данным (табл. 2) показывают, насколько существенно замедляется сульфатная коррозия при содержании в агрессивном растворе бикарбонатной щелочности.

Снижение интенсивности коррозионных процессов можно объяснить образованием на поверхности образцов слоя труднорастворимого карбоната кальция в результате реакции между бикарбонатом из раствора и гидроксидом кальция цементного камня. Это подтверждается экспериментальными данными химического и рентгенофазового анализов. Чем выше концентрация бикарбонатных ионов (от 0 до 6 мг-экв/л), тем быстрее образуется поверхностный карбонатный слой, тем он плотнее, что следует из данных о скорости накопления сульфатов в образцах. Увеличение концентрации бикарбонатов (свыше 6 мг-экв/л) не изменяет сроки образования и проницаемость карбонатного слоя. Исследования с помощью электронного микроскопа подтвердили образование такого слоя после контакта цементного камня, раствора или бетона с водой, содержащей сульфат- и бикарбонат-ионы.

Выводы

Бетоны нормальной плотности на сульфатостойких портландцементе стойки в средах, содержащих сульфаты в количестве до 8000 мг/л (в расчете на ион SO_4^{2-}) в присутствии бикарбонатной щелочности свыше 6 мг-экв/л. Бетоны на среднеалюминатных цементах обладают стойкостью в растворах до 4000 мг/л иона SO_4^{2-} (HCO_3^- — 6 мг-экв/л). Бетоны на высокоалюминатных цементах в присутствии бикарбонатной щелочности свыше 6 мг-экв/л стойки в растворах сульфатов до 1000 мг/л.

Полученные экспериментальные и расчетные данные позволяют пересмотреть показатели норм сульфатной агрессивности для вод, содержащих одновременно сульфаты и бикарбонаты.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сульфатостойкость крупнопористого фильтрационного бетона на шлакопортландцементе / Д. И. Мендельсон, Е. А. Топчий, Ю. А. Саввина и Ф. М. Иванов // Бетон и железобетон. — 1977. — № 5 — С. 37—38.
2. Любарская Г. В. Коррозия крупнопористого фильтрационного бетона: Тез. докл. Всесоюз. научнотехн. конф. (Донецк). — М., 1978. — С. 23—25.
3. Арав Р. И. Защита бетона карбонизацией от сульфатной коррозии // Строительные материалы. — 1979. — № 1. — С. 35—36.
4. Arber M. G., Vivian E. E. Carbonation as a means of inhibiting sulphate attack in mortar and concrete // Aust. J. of Applied Science. — 1961. — 12. — N3.
5. Коррозия бетона и железобетона, методы защиты от нее / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гусев. — М.: Стройиздат, 1980. — 533 с.
6. Иванов Ф. М., Любарская Г. В., Чехин Г. В. Определение влияния добавок на сульфатостойкость цементных растворов ускоренным методом // Коррозионно-стойкие бетоны и железобетонные конструкции. — М., 1981. — С. 131—134.

О расчетах морозостойкости бетона

Морозостойкость бетона — лишь одна из комплексных характеристик его свойств, особенно необходимая для осуществления сложного и дорогого строительства в северных районах нашей страны, где климатические условия суровы, а к долговечности зданий и сооружений предъявляются повышенные требования.

Морозостойкость бетона зависит в первую очередь от качества составляющих и может быть учтена при подборе его состава.

Это свойство может быть прогнозировано предварительным расчетом, так же как и ряд других свойств. Не морозостойким будет бетон, который по каким-либо показателям не удовлетворяет заданным условиям. Морозостойкость — это проверка правильности выбора материалов для бетона и правильного учета внешних условий. В понятие морозостойкости конструкций входит комплекс характеристик свойств бетона и арматуры, проявляющихся при действии циклически повторяющихся отрицательных температур и воды, с фазовыми переходами воды в лед и без них. Хотя следует отметить, что оттаивание, при котором вода получает возможность свободно перемещаться, обычно усиливает деструктивные процессы.

Принятые ГОСТ 10060—76 методы оценки морозостойкости бетона. Они оценивают свойства и стойкость бетона в узких пределах температур и влажности, а действительные условия службы конструкций обычно весьма отличаются от принятых в лабораторных условиях.

Метод Белелюбского в свое время сыграл положительную роль для повышения качества бетона, но теперь к бетону предъявляются более разнообразные требования.

Морозостойкость бетона зависит от характеристик внешней среды — температуры, влажности, частоты и скорости циклической смены температур, наличия воды, от структуры, прочности и проницаемости бетона, вида и расположения конструкции по отношению к горизонту грунтовых или вообще к горизонту воды, вида и величины напряженного состояния.

Морозостойкость нельзя рассматривать как общее свойство материала в отрыве от условий службы конструкции, в ее оценке каждый фактор имеет значение.

Рассмотреть стойкость бетона и долговечность конструкций, подвергающихся действию низких отрицательных температур, необходимо для возможного использования расчетных методов, определенной системы. В частности, следует выделить четыре основных фактора определения морозостойкости, которые вызывают деструктивные процессы в бетоне [1]: различные коэффициенты температурных

деформаций между элементами скелета бетона и между составными частями бетона и льдом;

замерзание воды в замкнутом пространстве («защемленной» воды);

гидравлическое давление от перемещения фронта холода от поверхности в глубь конструкции;

образование ледяных линз в бетоне при стабильном фронте холода.

Разница коэффициентов температурных деформаций различных видов бетонов невелика, так же как и бетона со сталью. Коэффициент температурного расширения скелета бетона, т. е. бетона в сухом состоянии, колеблется $(7...12) \times 10^{-6}$ град⁻¹, а для льда $50 \cdot 10^{-6}$ град⁻¹. При повышении температуры мерзлого бетона на 1° в нем возникают растягивающие напряжения порядка 1 кгс/см². Величина растягивающих напряжений при медленном нагревании бетона уменьшается вследствие явлений релаксации.

Коэффициент теплопроводности бетона как пористого материала в значительной степени зависит от его влажности и равен в среднем 1,0...1,35 ккал/(м·ч·°C), воды 0,5 и для стали 50,0 ккал/(м·ч·°C) [2]. Расчет ведется общепринятыми методами.

Несколько более сложно кроме коэффициента температурного расширения учитывать еще и теплоемкость составных частей, коэффициент температуропроводности, с которым мы сталкиваемся при учете времени прохождения волны холода. Эти расчеты относятся к расчетам сооружения на тепловую нагрузку при малом участии воды. Если количество воды превышает пороговую величину, при которой достигается значение $\rho = 0,917$ общего количества пор, то этот вопрос мы рассмотрим ниже.

Разрушение бетона при замерзании воды в замкнутом пространстве будет происходить в том случае, если она заполняет не меньше 0,917 объема пор. Разрушение идет чаще всего с поверхности, со стороны действия воды.

Для фиксации воды у поверхности в порах бетона нужно, чтобы градиент температуры внешней среды был достаточно велик (по нашим данным, этого можно достичь при температуре примерно 30°C) и, следовательно, велика скорость проникающей волны холода. В крупных порах вода замерзает раньше, чем в мелких, и таким образом перекрывает движение воды из мелких пор. Здесь уместно ввести понятие «пороговой» влажности. Если вода заполняет объем поры на 0,917 (91,7%), то вода упрочняет бетон. Замерзший бетон имеет прочность, большую, чем не замерзший.

При влагосодержании больше 0,917 бетон при замерзании будет разрушаться,

при влажности ниже пороговой разрушения не будет. Расчет ведется также по общепринятым формулам строительной механики с учетом сделанных выше предложений.

Более сложный случай разрушения связан с гидравлическим давлением при перемещении фронта холода от поверхности внутрь конструкции, когда замерзающая вода оттесняет жидкую воду в глубь бетона. По мере продвижения волны холода и достижения температуры замерзания вода превращается в лед. Если при перемещении холода в порах встретится жидкая вода, то она будет вытесняться до замерзания, при этом возникает гидравлическое давление, которое может достичь значительной величины. Предельная величина гидравлического давления определяется прочностью бетона на растяжение и скоростью замерзания, которая в свою очередь зависит от градиента температуры и степени насыщения бетона водой.

Если прочность бетона велика, то будет велико и его сопротивление разрывным усилиям. Если же возникающие усилия будут превышать предел прочности на растяжение, то в бетоне возможно появление трещин, по которым может распределяться вода, и соответственно величина давления будет снижаться.

С другой стороны, минимальная толщина бетона до исчерпания прочности должна быть не меньше определенной величины, зависящей от прочности на растяжение. Таким образом, сопротивление бетона будет лимитироваться, с одной стороны, его прочностью, а с другой — размером сооружения. Границей между ними будет случай, когда толщина равна предельной.

Существуют следующие формы переноса воды в бетоне — гидравлическое давление, капиллярный подсос и тепло-массоперенос.

Морозостойкость определяется расчетом на гидравлическое давление. Этот расчет может быть применен только в случае, когда конструкция будет достаточно велика, а для тонкостенных элементов и при волне холода с одной стороны он неприменим.

Последним из четырех факторов разрушения является сегрегация льда в порах бетона при стабильном положении фронта холода. Как известно, лед образуется в порах бетона, когда фронт холода постоянен, а горизонт грунтовых вод расположен выше зоны капиллярного подсоса. Подъем воды осуществляется за счет капиллярного поднятия и тепло-массопереноса. Капиллярное поднятие и конденсация паров воды у холодной поверхности льда создает условия для образования ледяных линз. С этим явлением мы встречаемся в грунтах при их мо-

розном пучении. Чем менее прочен бетон, тем меньшее сопротивление он может оказать образованию льда, тем больше будет возможностей для образования сегрегационного льда.

Чем меньше расстояние от горизонта грунтовой воды до образовавшейся ледяной прослойки, чем меньше прочность бетона (при одинаковых показателях), тем больше будет эффект от сегрегации льда.

Теперь рассмотрим, в какой мере высказанные соображения соответствуют принятым в ГОСТе методам оценки морозостойкости бетона.

Рассмотрим вначале разницу в коэффициентах температурного расширения. Совершенно очевидно, что принятая в ГОСТе методика в малой степени отвечает существу тех процессов, которые протекают в бетоне, поэтому нет основания далее останавливаться на этом вопросе.

Давление воды при замерзании в замкнутом пространстве более всего влияет на определение морозостойкости, но при этом градиент температуры должен быть достаточно велик. Замерзание воды в толще материала действительно может разрушить бетон, но только тогда, когда вследствие насыщения водой свободных пор достигается «пороговая» влажность.

Поэтому при определении стойкости здесь принимались все перемены и все данные, которые широко освещены в литературе. Но при этом возникает вопрос, нужно ли прямое испытание на морозостойкость? Может быть, достаточно знать, каковы будут условия проникания воды в толщу материала при определенных условиях внешней среды?

Рассмотрим вопрос о гидравлическом давлении воды, которая отжимается давлением льда. Здесь будет сказываться температура и скорость ее падения, т. е. градиент температуры. Чем градиент выше, т. е. чем ниже температура и чем скорее продвигается волна холода, тем гидравлическое давление больше. Далее имеет значение степень насыщения бетона водой. И наконец, важное значение имеет возможность и величина противодействия, т. е. толщина слоя, в котором это давление гасится. Толщина активного слоя будет зависеть от плотности бетона: чем бетон плотнее, тем величина эта будет меньше и наоборот.

Если общая толщина конструкции меньше суммы зоны замерзания и зоны активного слоя, то в таком случае гидравлическое давление перестает играть роль в разрушении бетона. Расчет стойкости уже ведется по признаку замерза-

ния воды в капиллярах и порах бетона.

Если же суммарная толщина равна или больше указанной величины, то расчет идет по гидравлическому сопротивлению. Эти два типа конструкций нельзя объединять, а в действующем ГОСТе различия между тонкостенными и толстостенными конструкциями не делается.

Таким образом, единый метод испытаний морозостойкости бетона по ГОСТу может дать только приблизительную характеристику его свойств.

Все, что препятствует прониканию и перемещению воды в бетоне — например, плотность или гидрофобизация стенок пор, некоторые добавки — будет повышать стойкость и морозостойкость бетона. Предпосылки для расчета морозостойкости, таким образом, созданы, остается лишь найти простые и надежные методы расчета, которые облегчили бы задачу, но в то же время не исказили существо вопроса.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Москвин В. М., Голубых Н. М. Экспериментальная проверка некоторых гипотез / Сборник НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1934. — Вып. 11. — С. 50—54.
2. Горчаков Г. И. и др. Коэффициенты температурного расширения. — М.: изд-во стандартов, 1968. — С. 98.

УДК 691.87:693.554:620.194

В. Ф. СТЕПАНОВА, В. И. САВИН, кандидаты техн. наук, Е. М. ЕГОРОВА, инж. (НИИЖБ)

Условия сохранности стальной арматуры в поризованном арболите

Основными причинами коррозии арматуры в поризованном арболите традиционного состава с комплексной химической добавкой из жидкого стекла и хлорида кальция являются наличие в жидкой фазе бетона Cl_4^- ионов и возможность снижения щелочности цементного камня вследствие химической активности органического заполнителя. В частности, сахара, входящая в состав древесного сырья, способна присоединять известь и образовывать труднорастворимые сахара кальция. Кроме того, углеводы древесины, являясь поверхностно-активными веществами, резко тормозят гидратацию минералов порландцементного клинкера. Установлено [1], что действие экстрактивных веществ в основном направлено на главный компонент порландцемента — трехкальцевый силикат, который является основным поставщиком гидроксида кальция в жидкую фазу бетона. Поэтому существует реальная угроза потери арболитом пассивирующей способности еще в процессе изготовления конструкций. Внесение в практику строительства крупноразмерных элементов из арболита может быть разрешено только при обеспечении надежной сохранности в них арматуры.

Основная задача исследований заключалась в обеспечении сохранности стальной ненапрягаемой арматуры в поризованном арболите путем использования для интенсификации твердения вместо хлорида кальция комплексных химических добавок, сочетающих в себе свойства ускорителя твердения бетона и инги-

битора коррозии стали. К таким добавкам относятся нитрит-нитрат кальция и нитрит-нитрат-хлорид кальция, обладающие полифункциональным действием на бетон [2]. Защитные свойства поризованного арболита с добавкой хлорида кальция предполагалось повысить за счет введения в бетонную смесь ингибитора коррозии стали анодного действия, например нитрита натрия.

Выбор материалов для приготовления арболитовых образцов производился в соответствии с требованиями ГОСТ 19222—84 «Арболит и изделия из него». Органический заполнитель представлял собой измельченную древесину смешанных пород из отходов деревообработки. В качестве вяжущего применяли порландцемент Воскресенского завода марки 400. Для поризации цементного теста и улучшения структуры затвердевшего арболита в смесь вводили воздухововлекающую добавку — смолу древесную омыленную (СДО) в количестве 0,3...0,4% массы цемента. Исследуемые составы поризованного арболита с комплексными химическими добавками представлены в табл. 1.

Объем вовлеченного в смесь воздуха, образующегося за счет применения до-

Таблица 1

Номер образца	Состав комплексной добавки, % массы цемента	Плотность свежесложенной бетонной смеси, кг/м³	Расход цемента, кг/м³	Расход воды, л/м³	B/C	Расход дробленки в сухом состоянии, м³/м³
1	2% CaCl_2 + 4% жидкого стекла	1033	359	456	1,27	1,6
2	2% CaCl_2 + 4% жидкого стекла + 3% нитрита натрия	1006	351	443	1,26	1,5
3	3% HNNK + 6% жидкого стекла	1035	357	460	1,29	1,55
4	3% HNNK	980	395	373	0,94	1,65

бавки СДО, не превышал 25%. Некоторые физико-механические свойства поризованного арболита исследуемых составов сведены в табл. 2.

Анализируя полученные данные, можно констатировать, что комплексные химические добавки дают возможность получить поризованный арболит с требуемыми прочностью и плотностью.

Результаты ускоренных коррозионных испытаний (рис. 1 и 2), показали, что при введении в арболит химической добавки, состоящей из жидкого стекла и хлорида кальция, сталь активизируется, так как плотность тока при +300 мВ превышает критическую величину 10 мкА/см², соответствующую устойчивому пассивному состоянию стали. В арболите с добавками нитрита натрия, ННК и ПНХК сталь оставалась пассивной на протяжении всего срока электрохимических испытаний. После снятия анодных поляризационных кривых арматурные стержни извлекались из бетона и подвергались визуальному осмотру. В поризованном арболите с хлоридом кальция наблюдалась язвенная коррозия стали. В остальных составах стержни были чистые.

Наряду с ускоренными выполнялись длительные коррозионные испытания на образцах-призмах размером 7×7×14 см с арматурными стержнями диаметром 5 мм и длиной 12 см, расположенными вдоль длинной грани образца. Испытывались бетонные образцы тех же составов, что и при ускоренных электрохимических испытаниях (см. табл. 2), результаты приведены в табл. 3.

По глубине язв, площади коррозионных поражений и потере массы можно судить об интенсивном развитии коррозии стали во времени в поризованном арболите с комплексной химической добавки из жидкого стекла и хлорида кальция. В поризованном арболите с комплексными химическими добавками коррозия стали не наблюдалась.

Следует отметить, что щелочность жидкой фазы цементного камня в арболите исследуемых составов с течением времени понижается. По нашему мнению, это происходит в результате совместного действия углекислого газа атмосферы и экстрактивных веществ древесины. Поэтому применение поризованного арболита с ингибиторами коррозии стали в условиях повышенной влажности (в пределах равновесной при $\varphi=75\%$) без специальных мер защиты арматуры не рекомендуется. На основании опыта применения антикоррозионных покрытий различного состава для автоклавных ячеистых бетонов в НИИЖБ совместно с НИПСиликатобетон Минпромстройматериалов СССР проводились работы по защите арматуры в поризованном арболите специальными составами.

Условия работы защитных покрытий арматуры в поризованном арболите с хлоридом кальция характеризуются повышенной проницаемостью защитного слоя бетона, низким рН цементного камня и наличием в жидкой фазе бетона Cl-ионов. Перечисленные особенности арболита как агрессивной среды для стали предопределили выбор вида и состава антикоррозионного покрытия изолирующего пассивирующего либо изолирующего действия.

Были исследованы латексно-минеральная и сланцебитумно-цементная мастики. Первая перед закладкой стержней в бе-

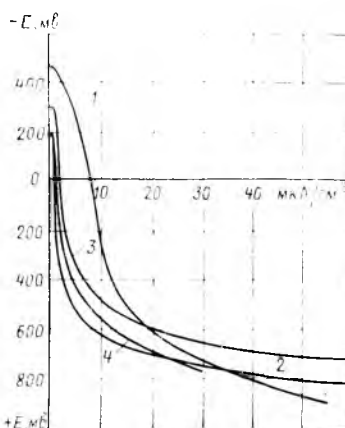


Рис. 1. Анодные поляризационные кривые стали в поризованном арболите после 28 сут нормального твердения (номера кривых соответствуют номерам образцов по табл. 1)

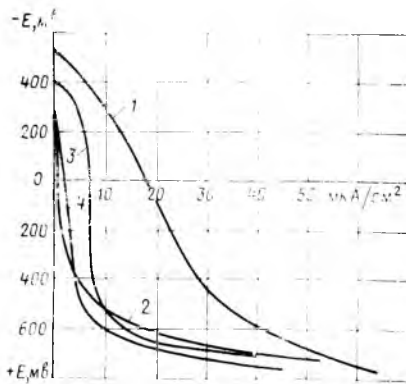


Рис. 2. Анодные поляризационные кривые стали в поризованном арболите после 3 мес. испытаний в режиме переменного увлажнения и высушивания (номера кривых соответствуют номерам образцов по табл. 1)

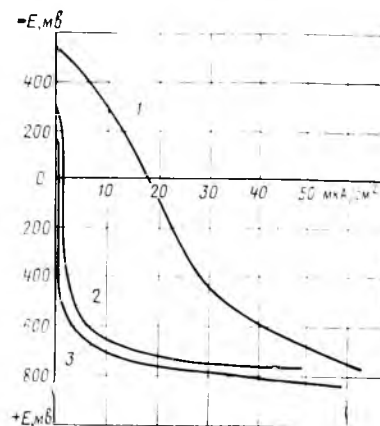


Рис. 3. Анодные поляризационные кривые стали под покрытием и без него в поризованном арболите 1-го состава после 3 мес испытаний 1 — без покрытия; 2 — с латексно-минеральным покрытием; 3 — со сланцебитумно-цементным покрытием

тон проходила термообработку при $t=170...180^{\circ}\text{C}$ в течение 1 ч.

Изучение защитных свойств покрытий осуществлялось по ускоренной методике путем снятия анодных поляризационных кривых стали под покрытием и без него в поризованном арболите традиционного состава, как наиболее агрессивном по отношению к стали (рис. 3). Полученные данные позволяют рекомендовать исследуемые покрытия для защиты арматуры от коррозии в поризованном арболите, предназначенном для эксплуатации в условиях повышенной влажности (до 75%).

Надежная защита арматуры позволит располагать ее в теле поризованного арболита, а не в слое тяжелого бетона, что приведет к снижению массы конструкций, повышению их долговечности.

По предварительным расчетам, экономический эффект от применения поризованного арболита повышенной долговечности на 100 м² бетона составит от 148 до 202 р.

Выводы

Применение в качестве интенсификатора твердения арболитовой смеси химической добавки, состоящей из жидкого стекла и хлорида кальция, приводит к интенсивной коррозии стальной арматуры, начинающейся еще в процессе изготовления конструкций.

Для улучшения защитных свойств поризованного арболита по отношению к стальной арматуре рекомендуется применять комплексные добавки типа ННК и ННХК.

В изделиях из арболита с добавками-ингибиторами можно не защищать сталь антикоррозионными покрытиями при эксплуатации конструкций в воздушно-сухих условиях ($\varphi>60\%$).

При применении добавки хлорида кальция или эксплуатации конструкций в условиях повышенной влажности ($\varphi\leq 75\%$) арматуру необходимо защищать либо латексно-минеральными, либо сланцебитумно-цементными покрытиями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Щербаков А. С., Хорошун Л. П., Подчуфаров В. С. Арболит. Повышение качества и долговечности. — М.: Стройиздат, 1979. — 160 с.
2. Ратинов В. Б., Розенберг Т. И. Добавки в бетон. — М.: Стройиздат, 1973. — 208 с.

Таблица 2

Номер образца	Прочность на сжатие, МПа, через сут				Плотность в сухом состоянии, кг/м ³	Водопоглощение через 48 ч, %	Коэффициент насыщения $K=R_{в.п.}/R_{н.т.}$
	3	7	14	28			
1	1,4	1,8	2,6	3,1	645	39	0,77
2	0,8	1,9	2,2	2,9	660	33	0,72
3	1,2	1,6	2,4	3,0	680	42	0,87
4	1,1	1,7	2,1	2,5	630	49	0,86

Таблица 3

№ состава (по табл. 2)	рН бетона в зоне расположения арматуры	Площадь коррозионных поражений, %	Потери массы, г/м ²	Максимальная глубина язв, мм
1	12,50/11,95	15/30	45,2/136,5	25/45
2	12,40/11,9	0/0	0/0	0/0
3	12,5/12,0	0/0	0/0	0/0
4	12,40/12,0	0/0	0/0	0/0

Примечание. Перед чертой — через 28 сут нормального твердения, после черты — через 6 мес.

Е. П. ХОЛОШИН, В. А. АНТРОПОВА, кандидаты техн. наук,
С. Л. ЧУГУНОВА, инж. (ДальНИИС)

Бетоны высокой стойкости на природных пористых заполнителях

Дальний Восток располагает значительными промышленными и перспективными запасами природных пористых заполнителей, пригодных для получения долговечных конструктивных бетонов. По физико-механическим характеристикам и степени изученности наиболее пригодны в качестве заполнителей для гидротехнических и дорожных бетонов вулканические шлаки Камчатки. Основные их характеристики приведены в табл. 1.

Начиная с 1971 г. на побережье Камчатки ведется строительство морских гидротехнических сооружений из монолитного бетона на вулканических шлаках, а также изготавливаются массивы для берегоукрепления, блоки-оголовки причалов, облицовочные плиты, сваи и др.

Результаты промышленного внедрения бетонов на вулканических шлаках в сооружениях морского гидротехнического строительства подтверждают их высокую стойкость. Например, изготовленная в опытном порядке в 1969 г. причальная стенка из бетона на вулканическом шлаке Козельского месторождения марки М 300, Мрз 300 и В8 до настоящего времени не имеет признаков разрушения.

Коррозионная стойкость бетонов определялась на образцах $4 \times 4 \times 16$ см из раствора состава 1:3 нормальной подвижности (105...110 см) на поргланцементе марки 400 Спасского завода и вулканических шлаках фракции 0...5 мм. Для сравнения образцы изготавливали и на вольском песке. Методика хранения образцов с различными видами заполнителей и оценка коррозионной стойкости производилась по ГОСТ 4798—69 в возрасте 180 сут (табл. 2).

Высокая долговечность бетона на вулканических шлаках с повышенным содержанием мелкого пористого пористого заполнителя (фракции 0...5 мм до 70%) обусловлена свойствами этого заполнителя. Его основная роль сводится к созданию плотной контактной зоны с цементным камнем, упрочнению и уплотнению цементного камня, образованию резервной пористости за счет собственной пористости мелкого заполнителя и повышенного воздухововлечения. Поэтому введение химических добавок СНВ, ГКЖ-94, СДБ в других не приводит к существенному повышению долговечности.

Комплекс исследований последних лет позволил рекомендовать применение бетонов на вулканических шлаках Камчатки в дорожном строительстве. Получены дорожные бетоны марок М 200...М 500 при расходах цемента 250...500 кг на 1 м³ бетона. Показатели их истираемости находятся в пределах, характер-

Таблица 1

Характеристики	Шлак Козельского месторождения	Шлак Советского месторождения
Насыпная плотность, кг/м ³	860...1000	700...850
Фракции 5...20 мм	1000...1120	900...1000
» 0...5 мм	3,5	1,5
Прочность не ниже, МПа, фракции 5...20 мм	20	15
Водопоглощение не более, %, фракции 5...20 мм	—	—
Коэффициент размягчения	0,7	0,7

Таблица 2

Среда испытания	Вольский песок	Вулканический шлак месторождения
	Вольского	Советского
Морская вода соленостью 37 г/л	0,96	1,00
	1,08	1,08

Таблица 3

Вид заполнителя	$R_{сж}$, МПа	$R_{ра}$, МПа
Вулканический шлак	25	4,5
Козельского месторождения	30	4,0
	35	1,5
	40	5,0
	50	5,5
Вулканический шлак	25	4,0
Советского месторождения	30	1,5
	35	5,0
	40	5,5

ных для тяжелых дорожных бетонов (0,5...1,1 г/см³). Соотношения прочности при сжатии и на растяжение при падении приведены в табл. 3.

Дорожный бетон на вулканическом шлаке Козельского месторождения внедрен на объектах дорожного строительства в Петропавловско-Камчатском общем объемом более 15 тыс. м³.

Следует отметить, что бетоны на вулканических шлаках имеют более высокие показатели водопоглощения, чем равнопрочные тяжелые, что, как правило, вызывает сомнение в их стойкости. Для оценки плотности бетонов изучались следующие параметры пористости: полный объем пор (I_l), объем открытых (I_o) и условно-замкнутых (I_z) пор методом водопоглощения под вакуумом и при атмосферном давлении, объем резервных пор (I_p) — оптическим методом на прозрачных шлифах и объем сквозных пор (I_c) — кондуктометрическим по электропроводности. Для исследуемых бетонов полный объем пор находится в пределах 25...32%, объем открытых пор — 13...19%, объем условно-замкнутых пор — 12...17% и объем резервных пор — 3...5%. Сопоставление характеристик пористости бетонов на шлаке марки 300 с тяжелым бетоном той же марки представлено в табл. 4.

Для изготовления тяжелых бетонов использовался щебень фракций 5...10 и 10...20 мм (50% по массе) Первоуральского карьера и песок месторождения Кедровая Падь с Мкр 2,1. Все составы готовились с осадкой конуса 1...3 см.

Установлено, что бетон на вулканическом шлаке без добавок по сравнению с тяжелыми бетонами той же марки при повышении полной и открытой пористости имеет одинаковую по абсолютной величине сквозную пористость и достаточный для обеспечения высокой стойкости объем резервных пор.

Однако несмотря на повышенное водопоглощение, бетоны на вулканических шлаках имеют высокую морозостойкость (300...600 циклов по основному методу и 60...90 циклов при -50°C) и водонепроницаемость (В6...В14), что позволяет отнести их к бетонам повышенной плот-

Таблица 4

Вид бетона	Расход цемента марки 500	В/Ц	Пористость, %				
			I_l	I_o	I_c	I_z	I_p
На шлаке Козельского месторождения	320	0,80	30,8	16,1	—	14,4	3,9
На шлаке Советского месторождения	450	0,62	34,4	17,7	7,4	16,7	3,5
Тяжелый бетон	350	0,50	12,5	10,8	7,0	1,7	0,56
Тяжелый с добавкой СДБ+ОП-10 0,1%+0,05%	320	0,48	13,3	9,6	—	3,7	4,0

ности и особо плотным [1]. Поэтому предложена (табл. 5) следующая классификация бетонов на природных пористых заполнителях по плотности [2].

Таким образом, на основе исследований и практического опыта установлена высокая морозостойкость, водонепроницаемость и коррозионная стойкость бетонов на вулканическом шлаке при повышенных характеристиках водопоглощения и пористости. Назрела необходимость ввести нормативные требования по плотности к бетонам на природных по-

Таблица 5

Плотность бетона	Показатели плотности		
	марка по водонепроницаемости	водопоглощение, % объема	средняя плотность, кг/м³
Нормальная	B4	17...19	1700
Повышенная	B6	15...17	1800
Особо плотная	B8	до 15	1900

ристых заполнителях типа вулканических шлаков Камчатского полуострова

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ
1. Рекомендации по изготовлению бетона на вулканических шлаках Камчатки и применению его в морском гидротехническом строительстве. — Владивосток: ДальНИИС, 1981.

2. Антропова В. А., Верховкина Г. М., Холошин Е. П. Технологические требования по обеспечению водостойкости бетонов на пористых заполнителях Дальнего Востока: Материалы конференций и семинаров по гидротехнике. Бетоны для водопропускных сооружений. Л. Энергия, 1980. — С. 94—96.

УДК 691.327:553.636(213)

Н. К. РОЗЕНТАЛЬ, канд. техн. наук (НИИЖБ); Х. СУАСНАБАР, инж.
(Технический центр по строительству и материалам, Республика Куба)

Карбонизация бетона в условиях тропического климата

Расширение технической помощи СССР развивающимся странам ставит перед строителями многие вопросы, в частности, вопрос о долговечности железобетонных конструкций в условиях тропического климата. Опыт эксплуатации показывает, что железобетонные конструкции в этих условиях могут успешно использоваться в течение многих десятилетий, тогда как стальные интенсивно корродируют.

Обследования состояния железобетонных конструкций в условиях тропического климата Кубы показали, что случаи коррозии стальной арматуры связаны с прониканием солей и карбонизацией бетона. Ранее проведенные исследования [1...4] определили основные особенности этого процесса в условиях умеренного климата.

Карбонизация бетона начинается с наружного слоя, контактирующего с воздухом, и постепенно распространяется вглубь по закону $x = A\sqrt{t}$, где x — толщина карбонизированного слоя; t — время; A — коэффициент, зависящий от свойств бетона и среды (концентрации углекислого газа, влажности, температуры, диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа, реакционной емкости его по отношению к углекислому газу). С наибольшей скоростью бетон карбонизируется при относительной влажности 50...70%; сухой и насыщенный водой бетон не карбонизируется. Наиболее агрессивными по отношению к железобетону являются условия переменного высыхания (быстрая карбонизация) и увлажнения (интенсивная коррозия стали). Увлажнение бетона атмосферными осадками замедляет карбонизацию, а повышение температуры — ускоряет.

Для Кубы характерна постоянно повышенная температура, высокая относительная влажность воздуха, интенсивная инсоляция, наличие в прибрежной полосе аэрозоля морских солей. Данные

о карбонизации бетона в подобных климатических условиях практически отсутствуют.

Характерной особенностью технологии бетона на Кубе является использование дробленых карбонатных песков с недостатком мелких фракций, большие расходы воды и цемента для получения

требуемой удобоукладываемости и прочности.

Карбонизацию бетона изучали при обследовании железобетонных конструкций, изготовленных в разные годы. Они были расположены на расстоянии примерно 4 км от берега моря за грядой высоких холмов, что исключало интенсивное воздействие на бетон аэрозоля морской соли. Кроме того, обследовали конструкции, расположенные на 100...500 м и до 1 км от берега моря.

В процессе исследования определяли возраст конструкций (дату изготовления), глубину карбонизации, возможность облучения поверхности солнцем и орошения дождем, влажность и водопоглощение бетона, прочность по склерометру Шмидта. В отдельных случаях вскрывали и осматривали арматуру, выполняли химический анализ бетона на содержание хлоридов. Толщину карбонизированного слоя определяли с помощью фенолфталена. Прогнозируемую длительность карбонизации защитного слоя рассчитывали по формуле

$$t_2 = t_1 \frac{x_2^2}{x_1^2},$$

где t_1 и x_1 — возраст и глубина карбонизации бетона в момент обследования конструкции; t_2 — период времени, в течение которого по прогнозу карбонизируется защитный слой толщиной x .

Данные показывают, что бетон высокой плотности даже при минимальном защитном слое 15 мм карбонизируется в течение 50 лет и более. Однако при пониженной плотности карбонизация происходит за 10...15 лет (табл. 1). К таким конструкциям относятся многопустотные преднапряженные плиты, железобетонные стеновые панели, просторанственные покрытия, железобетонные столбы оград, колонны жилого дома легкой конструкции

Таблица 1

Тип конструкции	Средняя глубина карбонизации, мм	Толщина защитного слоя, мм	Возраст конструкции, лет	Время и толщина, при которой карбонизируется защитный слой толщиной, мм		
				15	20	25
Плиты, панели	15	15—35	14	14	25	39
	5	30	12	18	32	50
	7	—	12	9	16	25
	3	20	11	50	50	50
	4	—	10	50	50	50
	2	—	10	50	50	50
	1	15	10	50	50	50
	6	32	5	31	50	50
	1,5—4	—	9,5	50	50	50
	10—15	—	14	14—32	25—50	39—50
Колонны, столбы, опоры ЛЭП	6—12	—	4	6—25	11—44	17—50
	2,5—4	15	1	14—36	25—50	39—50
	3,5	7	1	18	33	50
	4	30	8—10	50	50	50
	1	22	8—10	50	50	50
	2	25—30	7	50	50	50
	1	—	9,5	50	50	50
	5	—	16—17	50	50	50
Балки	6	25	5	31	50	50
	3—7	—	5	23—50	41—50	50
	4	—	9,5	50	50	50
Железобетонные трубы	2	—	4	50	50	50
	2,5	35	4	50	50	50
Монолитные железобетонные конструкции	4	65	10	50	50	50
	5	2	12—13	50	50	50

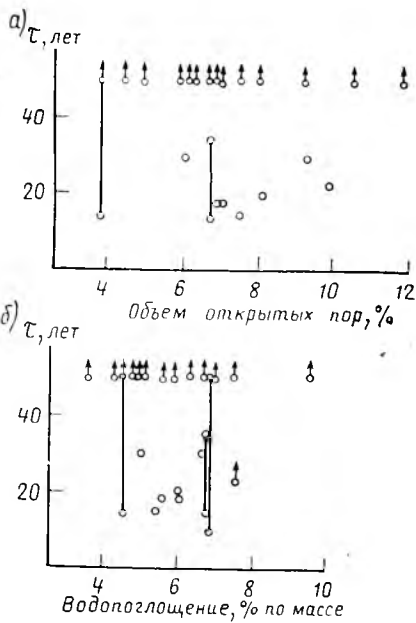


Рис. 1. Длительность карбонизации защитного слоя толщиной 15 мм в зависимости от объема открытых пор (а) и водопоглощения (б)

Между карбонизацией и водопоглощением, открытой пористостью, прочностью (по Шмидту) корреляция отсутствует (рис. 1, 2). Эти показатели не могут быть критериями оценки способности бетона карбонизироваться. Глубина карбонизации в большей степени зависит от конкретных условий, в которых находится поверхность бетона (табл. 2), и его проницаемости.

С наибольшей скоростью карбонизировался бетон у поверхностей, обращенных в сторону солнца, на теневой стороне глубина карбонизации была вдвое меньше. Минимальная карбонизация отмечена в каналах плит и других местах, защищенных от прямого действия солнца и излучения тепла окружающими предметами. Согласно данным строительной физики, эта компонента на Кубе составляет до 50% в тепловом балансе открытой поверхности. Сильный нагрев

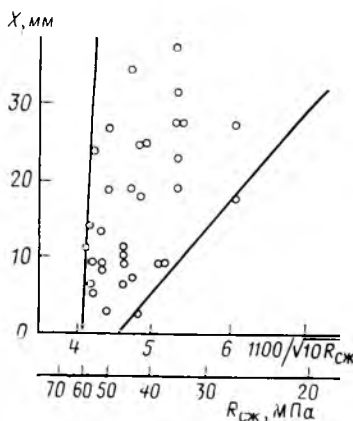


Рис. 2. Глубина карбонизации бетона, приведенная к 50 годам, и прочность бетона по склерометру Шмидта (метод обработки результатов по Смольнику [6])

поверхности солнцем, высушивание делало бетон более проницаемым для углекислого газа.

В режиме периодического увлажнения (дожди, роса) и высушивания при хорошем доступе углекислого газа процесс идет с большой скоростью. Отмеченное явление, по-видимому, характерно для стран и районов с жарким климатом. В отличие от этого в странах с умеренным климатом [1, 4] открытые поверхности конструкций, не защищенные от дождя, карбонизируются медленнее, чем не подвергающиеся действию осадков. В этом случае в отсутствие длительного и интенсивного нагрева солнцем увлажненный бетон долгое время остается малопроницаемым для углекислого газа и карбонизируется медленно.

В принципе, в тропическом климате карбонизация бетона развивается, по-видимому, быстрее, чем в условиях умеренного климата, однако разница не столь велика, чтобы вызывать катастрофически быстрое повреждение конструкций. Разницу можно определить, лишь проведя сравнительные испытания одинаковых бетонов в разных странах.

При обследовании конструкций отмечено влияние условий уплотнения на скорость карбонизации. При формировании верхний слой бетона карбонизировался значительно быстрее, чем нижний, что связано с меньшей степенью его уплотнения, более значительным влиянием водоотделения, большей вероятностью раннего высушивания бетона. Разница в глубине карбонизации достигает 1,5 раза. Это наблюдалось в пространных плитных конструкциях, где влияние пористой структуры бетона было более сильным, чем действие солнца. Вообще проницаемость бетона имеет решающее значение. Например, особо плотный бетон шпал, эксплуатировавшийся в течение 7 лет при облучении солнцем, не карбонизировался (глубина карбонизации 0...1 мм).

Вскрытие защитного слоя показало, что ржавчина на поверхности стали появляется после прохождения фронтом карбонизации зоны расположения арматуры. В ряде случаев в бетон укладывали проржавевшую арматуру, однако признаков дальнейшего развития коррозии не отмечено, если бетон не был карбонизирован.

Рассматривая вопрос о соответствии защитного слоя условиям эксплуатации, можно отметить, что в преднапряженных плитах, столбах оград, колоннах жилого дома облегченной конструкции толщина и плотность защитного слоя бетона оказались недостаточными, особенно в связи с отсутствием надежной фиксации арматуры в проектом положении.

Карбонизация особенно опасна, когда в бетоне присутствовали хлористые соли. Небольшое количество хлористых солей (до 0,4% массы цемента) связывается в малорастворимые соединения и коррозии стали не вызывает [5]. Однако при карбонизации бетона эти соединения разлагаются с выделением хлоридов в жидкую фазу, что вызывает интенсивную коррозию стали в среде с пониженным pH.

Такая картина наблюдалась при обследовании железобетонных столбов оград, находящихся на расстоянии 200...500 м от моря. После 17 лет эксплуатации защитный слой бетона толщи-

Тип конструкции	Ориентация поверхности	Средняя глубина карбонизации, мм	Возраст, лет	Длительность (годы) карбонизации защитного слоя толщиной 15 мм
Плиты	Южная сторона	15	14	14
	Северная сторона	7	14	50
	Канал плиты	1,5	14	50
	Солнечная сторона	7	2	9
Балки	Теневая сторона	3	2	50
	Солнечная сторона	7	5	23
Плиты	Горизонтальная поверхность	15	9,5	9,5
	Вертикальная поверхность	4	9,5	50
Пространственные конструкции	Солнечная сторона, низ при формировании	10	14	31
	Теневая сторона, верх при формировании	15	14	14
	Солнечная сторона, низ при формировании	15	14	14
	Теневая сторона, верх при формировании	20	14	8

ной 25 мм у большинства столбов был полностью карбонизирован. Химический анализ позволил обнаружить хлорид-ионы в количестве 0,2% массы цемента. Арматурные стержни диаметром 10...12 мм сильно проржавели, в отдельных случаях до обрыва. В момент обследования такие повреждения имелись примерно у 50% столбов. В элементах без трещин бетон был более плотным и прочным, глубина карбонизации составляла около 15 мм. Расположенные поблизости преднапряженные опоры ЛЭП, изготовленные из весьма плотного бетона, имели выколы лишь в случаях, если толщина защитного слоя была менее 5 мм (смещение арматуры от проектного положения). Сильное коррозионное повреждение подобных опор наблюдается в зоне пляжей Восточной Гаваны. При сроке службы опор 20 лет коррозию имеют практически все опоры.

Вследствие карбонизации и действия аэрозоля морской соли процесс зарождается в одном из ребер, где толщина защитного слоя минимальная. Коррозия арматурной проволоки, находящейся близко к поверхности, вызывает образование трещин в защитном слое. Трещины провоцируют коррозию более глубоко расположенной арматуры. Потеря сцепления с бетоном и уменьшение сечения стали вследствие коррозии вызывает изгиб опор в сторону, где коррозионный процесс отсутствует. Одно-

временные обследования показали, что, используя плотный бетон и правильно фиксируя арматуру, в указанных условиях можно получить долговечные конструкции.

Выводы

Обследования коррозионного состояния железобетонных конструкций различных типов с разными сроками эксплуатации в условиях тропического климата Кубы позволили установить карбонизацию защитного слоя, которая вызывает коррозию стальной арматуры и зависит от качества бетона и внешней среды.

Заметной корреляции между карбонизацией и пористостью, водопоглощением и прочностью бетона (по Шмидту) не обнаружено. Критерием стойкости бетона против карбонизации должен быть показатель проницаемости.

Установлено значительное влияние нагрева солнцем на скорость карбонизации. Бетон у поверхностей, облучаемых солнцем, карбонизировался вдвое быстрее, чем на затененных поверхностях, и в десять раз быстрее, чем в зо-

нах, изолированных от лучистого нагрева и находящихся в условиях повышенной влажности.

В различных зонах одной конструкции карбонизация развивается с различной скоростью, что зависит от условий уплотнения и последующего твердения бетона. Максимальная скорость карбонизации установлена в верхних при формовании изделия слоях, она, в 1,5 раза превышает скорость карбонизации нижних слоев.

Значительную опасность для железобетонных конструкций представляет одновременное воздействие углекислого газа и хлористых солей. В этих условиях коррозия арматурной стали в бетоне развивается особенно интенсивно даже при небольших содержаниях хлоридов. При эксплуатации конструкций в агрессивных хлоридных средах карбонизация защитного слоя должна быть полностью исключена.

При использовании бетонов невысоких марок, а также при изготовлении тонкостенных элементов карбонизация представляет серьезную опасность, в

этом случае необходима оптимизация состава бетона с использованием критерия диффузионной проницаемости для углекислого газа.

Особо плотные бетоны в тропических условиях практически не карбонизируются и могут неограниченно долго защищать стальную арматуру от коррозии.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. — М.: Стройиздат, 1976. — 208 с.
2. Бабушкин В. И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1968. — 187 с.
3. Розенталь Н. К. Защитные свойства бетона и их изменение во времени // Бетон и железобетон. — 1970. — № 6. — С. 40—41.
4. Deutsche Ausschuss für Stahlbeton. Heft 169, 1964. Heft 170, 1965. Heft 182, 1967. Heft 255, 1976.
5. Wierig H. I. Zement—Kalk Gips, №4, 1963.
6. Smolezyk H. G. The Relationship of Carbonation, Diffusion, Porosity and Strength. RILEM Symposium Durability of Concrete. 1969. Final Report, Part 2, Prague.

УДК 624.912.45:667.6

В. И. НОВГОРОДСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИЭПсельстрой)

Особенности применения лакокрасочных покрытий для повышения долговечности конструкций

Лакокрасочные покрытия применяют для защиты от коррозии железобетонных конструкций в сложных условиях эксплуатации, когда технологическими факторами и конструктивными причинами не удается обеспечить их долговечность. При этом учитывают пористость и шероховатость поверхности, активность подложки (способность связывать кислые газы), возможность образования в бетоне трещин.

В ЦНИИЭПсельстрое исследованы лакокрасочные покрытия при различной толщине и проницаемости защитного слоя бетона, ширине раскрытия трещин в растянутой зоне железобетонных конструкций в зависимости от содержания в окружающей среде кислых газов. При этом не учитывали характеристики агрессивности газовой среды — температуру и относительную влажность воздуха.

Содержание агрессивных по отношению к железобетону газов в атмосфере промышленных и сельскохозяйственных зданий в соответствии со СНиП 2.03.11-85 приведено в табл. 1.

При взаимодействии с составляющими цементного камня и бетона образуются вторичные соединения, существенно отличающиеся по составу и свойствам, что позволяет их классифицировать [1]:

I — CO_2 (нерастворимые вторичные продукты);

II — SO_2 , H_2S (слаборастворимые вторичные продукты);

IIIa — NO_2 , NO_3 (хорошо растворимые вторичные продукты без хлоридов);

IIIб — Cl_2 , HCl (хорошо растворимые вторичные продукты с хлоридами).

Характерной является нейтрализация щелочей в бетоне, после чего прекращается пассивирование стальной арматуры и в некоторых случаях снижается прочность бетона. Можно полагать, что допустимая глубина нейтрализации бетона X_d кислыми газами за нормативный срок эксплуатации конструкций зависит от вида газов и должна быть во всех случаях меньше толщины защитного слоя X : I — $X_d \leq X$; II — $X_d < 0,5X$; IIIa — $X_d < 0,1X$; IIIб — $X_d < 0,05X$.

Учитывая допустимую глубину нейтрализации защитного слоя бетона и его диффузионную проницаемость для газов [2], получили формулу для рас-

чета требуемого диффузионного сопротивления лакокрасочных покрытий для защиты железобетонных конструкций

$$\frac{\delta_n}{D_n} = \frac{C_0}{m_0 X_d} \left(\tau - \frac{m_0 X_d^2}{2 C_0 D_0^2} \right), \quad (1)$$

где δ_n — толщина покрытий, см; D_n , D_0 — коэффициенты диффузии газа в покрытии и бетоне, $\text{см}^2/\text{с}$; C_0 — концентрация агрессивного газа в производственной атмосфере; m_0 — реакционная емкость бетона, $\text{см}^3/\text{см}^3$; α — степень карбонизации цемента; τ — расчетная долговечность конструкции, с.

Расчеты по формуле (1) при $\tau = 1,5768 \cdot 10^9$ с (50 лет), $m_0 = 50$, $X = 2(2,5)$ см показали, что применение лакокрасочных покрытий для защиты от коррозии железобетона является необходимым, если содержание газов в агрессивной среде соответствует группе Г (табл. 2). При этом имеется возможность более обоснован-

Таблица 1

Группа газов по СНиП 2.03.11-85	Содержание газов $\cdot 10^6$, мг/см ³						
	CO ₂	SO ₂	H ₂ S	NO ₂	Cl ₂	HCl	HF
A	1000	0,5	0,01	0,1	0,1	0,05	0,02
Б	1000	10,0	5,00	5,0	1,0	5,00	5,00
В	—	200,0	100,00	25,0	5,0	10,00	10,00
Г	—	1000,0	1000,00	100,0	10,0	100,00	100,00

Группа газов	Параметры защитного слоя бетона		F·10 ⁴ , с/см для видов газов			
	Толщина, мм	Диффузионная проницаемость·10 ⁴ , см ² /с	I	II	IIIa	IIIб
A	2,0	2,0	0,16/1,00*	0,0008/0,5	0,0008/0,1	0,0015/0,05
B	2,0	0,1	1,60/5,00	0,0160/2,5	0,0400/0,5	0,0150/0,25
B	2,5	0,1	—	0,3000/3,1	0,2000/0,6	0,0800/0,31
Г	2,5	0,1	—	3,0000/3,1	0,8000/0,6	0,8000/0,31

* Перед чертой лакокрасочное покрытие, после черты бетон

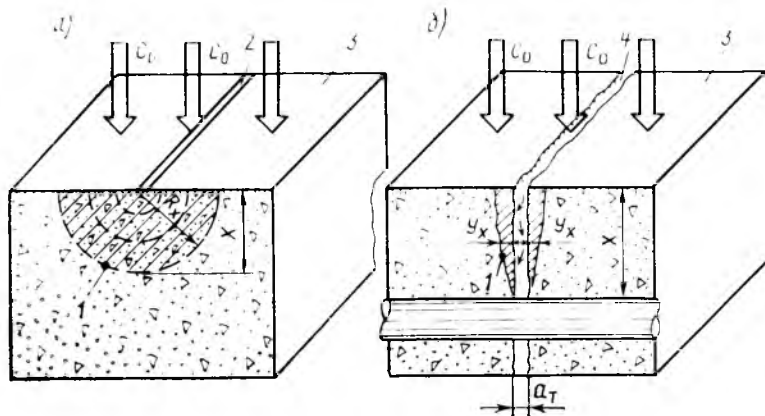


Схема диффузии кислых газов через повреждение в лакокрасочном покрытии (а) и в бетоне (б)

1 — граница нейтрализации бетона; 2 — повреждение; 3 — лакокрасочное покрытие; 4 — трещина

ного выбора вида покрытия и его толщины. Например, если требуемое диффузионное сопротивление покрытий $F=0,8$ и $3 \cdot 10^4$ с/см, то при $D_a = 1 \cdot 10^{-6}$ и $0,5 \cdot 10^{-6}$ см²/с толщина покрытий составит 0,008 и 0,015 см. Этим требованиям удовлетворяют покрытия на основе ХВ-785, ХП-799, КЧТС-2, наирита [3].

Применение традиционных (нетрещиностойких) покрытий значительно осложняется, если в конструкциях при эксплуатации образуются трещины. В зависимости от конструктивных особенностей и вида арматуры при проектировании применяют категории требований по трещиностойкости: 1 — не допускается образование трещин, нормальных к продольной оси элементов; 2 — допускается ограниченное непродолжительное раскрытие трещин; 3 — допускается ограниченное непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин.

Рассматривая диффузионную проницаемость трещин в бетоне для кислых газов (см. рисунок), по формуле (2) можно определить ширину раскрытия трещины, при которой агрессивные газы (кроме CO₂) не достигают поверхности арматуры за расчетный срок эксплуатации конструкций (50 лет)

$$a_T = \frac{2x^2}{D_B} \sqrt{\frac{F_6' m_0}{\tau C_0}} \quad (2)$$

Таблица 3

Группа газов	Безопасная ширина раскрытия трещин*, мм, в бетоне для газов (по формуле 2)						Допустимая ширина, мм, продолжительного раскрытия трещин в бетоне по СНиП 2.03.11-85
	CO ₂	SO ₂	H ₂ S	NO ₂	HCl	Cl ₂	
A	0,3**	0,39	0,30	0,30	0,30	0,3	0,30
B	0,3**	0,25	0,25	0,25	0,25	0,3	0,20
B	—	0,01	0,01	0,15	0,15	0,3	0,15
Г	—	0,00	0,00	0,05	0,05	0,3	0,10

* Ширина раскрытия трещин получена расчетно-экспериментальным путем при $X \leq 2(2,5)$ см.

** Ширина раскрытия трещин нормируется с учетом затухающей коррозии арматуры.

Таблица 4

Группа газов по СНиП 2.03.11-85	Виды газов и категории требований по трещиностойкости											
	I			II			IIIa			IIIб		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
A	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н
B	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н	Н
B	—	—	—	Н	Н	Т	Н	Н	О	Т	Т	Т
Г	—	—	—	О	Т	Т	О	О	Т	О	Т	Т

Примечание. Н — лакокрасочные покрытия не рекомендуются; О — могут применяться нетрещиностойкие лакокрасочные покрытия; Т — только трещиностойкие

где a_T — ширина раскрытия трещин с параллельными стенками; D_B — коэффициент диффузии газа в воздухе.

Результаты расчета, приведенные в таб. 3, свидетельствуют о том, что трещиностойкие покрытия необходимо применять в условиях, когда в агрессивной среде содержатся газы В и Г. Возможность использования нетрещиностойких покрытий для газов Cl₂ и HCl следует изучить дополнительно, поскольку есть опасность опережающей диффузии хлорид-ионов через жидкую фазу бетона к арматуре и активирование ее поверхности даже при высокой щелочности жидкой фазы.

При практическом использовании лакокрасочных покрытий для защиты железобетона не исключена возможность появления отдельных повреждений (точек, царапин, поверхностных трещин). Расчетами и экспериментальной проверкой установлено, что глубина нейтрализации бетона через царапину в покрытии или точечное повреждение в 1π и 2π раз меньше по сравнению с незащищенными конструкциями (см. рисунок). Этот вывод можно использовать для более обоснованного назначения периодичности ремонта покрытий в зависимости от их состояния. Следовательно, повреждения в лакокрасочном покрытии, если нарушены все слои, существенно увеличивают скорость нейтрализации бетона, однако эта величина в 3...6 раз меньше скорости нейтрализации бетона без покрытия.

Рассмотренные особенности применения лакокрасочных покрытий для повышения долговечности железобетонных конструкций, которые в условиях эксплуатации могут работать с трещинами, позволяют наметить рациональные области их применения (табл. 4) и более обоснованно подходить к выбору вида и системы лакокрасочных покрытий.

Выводы

В зависимости от вида и концентрации агрессивных газов в производственной атмосфере определена требуемая толщина лакокрасочных покрытий и их диффузионное сопротивление. Показано, что защитные свойства покрытий обеспечиваются чаще всего при толщине 100...150 мкм.

Применение лакокрасочных покрытий для защиты от коррозии железобетонных конструкций необходимо преимущественно в средах с газами группы Г. При этом трещиностойкие покрытия рекомендуются при нахождении в атмосфере газов NO₂, NO₃, Cl₂, HCl.

Разработанные предложения позволяют более рационально использовать лакокрасочные материалы (в особенности трещиностойкие), а также снизить их расход на 20...25%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Алексеев С. Н., Розенталя Н. К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде — М.: Стройиздат, 1976. — 205 с.
- Новгородский В. И., Островский А. Б., Примезенкина О. В., Занегина Н. И. Выбор лакокрасочных покрытий для защиты железобетонных конструкций производственных зданий // Лакокрасочные материалы и их применение — 1978. — № 4. — С. 36—37.
- Руководство по защите от коррозии лакокрасочными покрытиями строительных бетонных и железобетонных конструкций, работающих в газоваздушных средах. — М.: Стройиздат, 1978. — 112 с.

Прогнозирование коррозионной стойкости бетона в жидких кислых средах

Наиболее объективную оценку степени агрессивности окружающей бетон среды можно получить на основании определения скорости протекания коррозионного процесса и прогнозирования стойкости бетона в исследуемой среде. С этой целью предлагаются различные математические модели процесса коррозии бетона [1—3], из анализа которых следует, что глубину коррозионного поражения бетона можно выразить обобщенной формулой

$$L = A + \sqrt{Kt}, \quad (1)$$

где A — параметр, характеризующий стойкость бетона в начальный период воздействия среды; K — константа скорости коррозионного процесса; t — время воздействия среды.

Недостаток формулы (1) заключается в том, что в ней не раскрывается физико-химическая сущность параметра A , т. е. неясно, от каких характеристик среды и бетона зависит его значение. Поэтому использовать формулу для прогнозирования стойкости бетона затруднительно. Из формулы (1) следует, что с увеличением времени воздействия среды второе слагаемое все больше превалирует над первым и при некотором достаточно большом значении t уравнение примет вид

$$L = \sqrt{Kt}. \quad (2)$$

Для уточнения формулы (1) рассмотрим механизм взаимодействия среды и бетона. При погружении бетона в жидкую среду из него выщелачиваются компоненты цементного камня. В растворенном виде они взаимодействуют с агрессивной средой. Скорость коррозии в целом определяется скоростью поступления к поверхности бетона агрессивной жидкости, т. е. внешней массовой передачей. На поверхности бетона образуется прокорродированный (буферный) слой, состоящий в основном из оксида кремния. По мере того, как процесс охватывает все более глубокие слои бетона, возрастает диффузионное сопротивление буферного слоя, уменьшается поток щелочи из бетона во внешнюю среду. Поскольку поступление агрессивного вещества к бетону постоянно вследствие диффузии или вынужденной конвекции, то зона химической реакции из внешней среды постепенно перемещается в бетон. Наступает внутренний диффузионный контроль. На наличие стадий внешнего и внутреннего контроля процесса коррозии бетона в кислотах указывалось в работах [1, 4].

Уравнение кинетики коррозионного процесса бетона независимо от вида его ограничения в дифференциальной

форме может быть представлено в соответствии с работой [3]

$$q_1 dt = m dL, \quad (3)$$

где q_1 — количество щелочи бетона, поступающей в зону реакции в единицу времени; m — реакционная емкость бетона.

Переходя из того, что на первой стадии скорость коррозии определяется количеством агрессивного вещества, подводимого к бетону, можно интегрированием уравнения (3) с учетом баланса масс реагирующих веществ получить выражение для глубины коррозии бетона

$$L = K_u t, \quad (4)$$

где K_u — константа скорости процесса во внешней диффузионной области:

$$K_u = \frac{\varepsilon v_2 C_{20}}{\mu m};$$

ε — коэффициент, характеризующий плотность нейтрализации агрессивной жидкости ($\varepsilon \leq 1$); v_2 — скорость поступления агрессивного вещества к поверхности бетона; C_{20} — концентрация агрессивного компонента в среде; μ — стехиометрический коэффициент.

Из уравнения (4) следует, что если процесс лимитируется внешней массовой передачей, то глубина поражения бетона прямо пропорциональна времени воздействия среды. Решая уравнение (3)

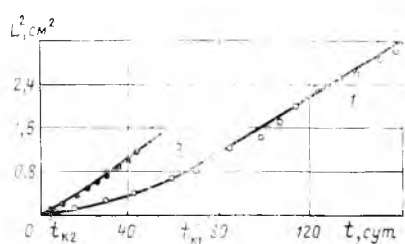


Рис. 1. Кинетика коррозии цементного камня ($B/C=0,3$) в 0,316 N растворе соляной кислоты ($pH=0,5$)

1 — расход агрессивного раствора $V=0,07$ л/(сут·см²), $\varepsilon=0,028$; 2 — $V=0,7$ л/(сут·см²) $\varepsilon=0,0134$

Таблица 1

pH среды	Скорость перемещения жидкости, см/сут				
	0,01	0,1	1,0	10	100
2	$6 \cdot 10^2$	60	0,6	$6 \cdot 10^{-3}$	—
3	—	$5 \cdot 10^2$	50	0,5	$5 \cdot 10^{-2}$
4	—	—	$5 \cdot 10^2$	50	0,5
5	—	—	—	$5 \cdot 10^2$	50

для коррозии с внутренним диффузионным ограничением, получим выражение

$$L = \sqrt{K(t - 0,5 t_k)}, \quad (5)$$

где t_k — длительность коррозии до наступления внутреннего диффузионного контроля:

$$t_k = \frac{\mu m D_2^*}{C_{20}(\varepsilon v_2)^2} \left(1 + \mu \frac{D_1^* C_{1\infty}}{D_2^* C_{20}} \right);$$

K — константа скорости коррозии во внутренней диффузионной области:

$$K = \frac{2 D_2^* C_{20}}{\mu m} \left(1 + \mu \frac{D_1^* C_{1\infty}}{D_2^* C_{20}} \right);$$

$C_{1\infty}$ — растворимость цементного камня бетона в поровой жидкости; D_1^* , D_2^* — эффективные коэффициенты диффузии щелочи бетона и агрессивной жидкости в буферном слое.

Для проверки предлагаемой математической модели изучили скорость коррозионного поражения бетона в растворах соляной кислоты по методике [3]. На рис. 1 представлены результаты кинетики коррозии цементного камня в соляной кислоте 0,316 N при различной скорости пропуска агрессивной жидкости. Увеличение скорости пропускания раствора через установку в 10 раз сокращает время первой стадии процесса в 19,5 раза, в то время как определение t_k по приведенной формуле даст уменьшение в 21 раз, т. е. совпадение вполне удовлетворительное. Константа скорости коррозии во внутренней диффузионной области K для кривой 1 равна 9,8, для кривой 2 — 10,3 см²/год, т. е. и по этому критерию математическая модель хорошо соответствует реальному процессу.

В реальных условиях эксплуатации железобетонных конструкций скорость поступления агрессивной среды изменяется в очень широких пределах. Для оценки длительности первой стадии процесса в зависимости от концентрации агрессивной среды и скорости ее поступления к поверхности бетона приняты следующие значения параметров: $\mu = \varepsilon = 1$; $m = 0,25$ г/см³ ($\Pi = 400$ кг/м³); $D_1^* = D_2^* = 10^{-6}$ см²/с; $C_{1\infty} = 10^{-3}$ г/см³. Скорость перемещения агрессивной среды принимали в пределах (0,01...100) см/сут, что соответствует коэффициентам фильтрации грунтов $K_f = 0,001...10$ м/сут при градиенте напора $I = 0,1$. Результаты вычисления t_k (в годах) по формуле (6) приведены в табл. 1.

Как видно из табл. 1, длительность

протекания процесса при внешнем ограничении может намного превышать нормативный срок эксплуатации конструкций. Из проведенных оценочных расчетов следует очень важный вывод о дифференцированном подходе к прогнозированию коррозионной стойкости бетона. В зависимости от скорости поступления агрессивной среды к бетону и ее концентрации могут наблюдаться три схемы развития процесса. При достаточно высоких концентрациях кислот и большой скорости перемещения агрессивной среды (область I на рис. 2) процесс коррозии быстро переходит во внутреннюю диффузионную область, и расчет скорости коррозионного поражения в этом случае следует производить по зависимости (2). Значения константы K определяют экспериментально [3] или рассчитывают по приведенной формуле. В табл. 2 приведены значения K для соляной кислоты, полученные по методике [3].

В режиме, характерном для области I, эксплуатируются лотки и трубопроводы кислотной канализации, каналы сточных вод и т. п. В области II, характеризующейся слабой концентрацией и невысокой скоростью перемещения агрессивной среды (в таком режиме эксплуатируется большинство подземных железобетонных конструкций), процесс коррозии в течение всего нормативного срока эксплуатации протекает с внешним диффузионным ограничением, и прогноз коррозионной стойкости материала следует производить по формуле (4). С этой целью при натурных обследованиях устанавливают параметры C_{20} и v_2 , задают или определяют реакционную емкость бетона m , и принимая, что $\varepsilon=1$ (т. е. кислота полностью нейтрализуется), производят расчет K_u и прогноз L на требуемый срок эксплуатации.

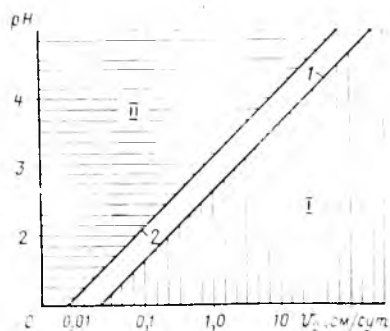


Рис. 2. Области различного контроля процесса коррозии бетона в жидких кислых средах: 1 — $t_k=10$ лет; 2 — $t_k=100$ лет; I — внутренний диффузионный контроль; II — контроль внешней массопередачей

В промежуточной области между линиями 1, 2 для расчета рекомендуется пользоваться формулой (5). Однако, учитывая незначительную величину этой области по сравнению с другими, можно в этом случае применить уравнение

Таблица 2

Материал	В/Ц	рН среды				
		0,5	1	1,5	2	3
Цементный камень	0,30	7,24	1,44	0,42	0,22	0,13
	0,10	—	1,69	—	—	—
	0,50	8,23	3,26	—	0,58	—
Цементно-песчаный раствор	—	—	—	—	—	—
	1:1	0,40	—	1,63	—	—
	1:2	0,40	—	2,16	—	—
Бетон	1:3	0,40	—	3,17	—	—
	—	—	—	—	—	—
М 200	0,63	8,76	—	—	—	—
	М 300	0,57	8,16	—	—	—

(2). При этом рассчитанная глубина поражения будет несколько превышать действительное значение. В режиме, характерном для промежуточной области, эксплуатируются конструкции в хорошо пропущаемых грунтах (галечники, гравий и т. п.) или в открытых водоемах со стоячей водой (отстойники, резервуары).

Сравнительной оценкой коррозионной стойкости бетона в областях I, II установлено, что при прочих равных условиях (C_{20} , m) глубина коррозии, рассчитанная по формуле (2), значительно больше, чем полученная по (4). Соответственно, и меры антикоррозионной защиты бетона следует принимать различные. Такая оценка агрессивности грунтовой воды позволила отменить антикоррозионную защиту свай на объектах строительства в Салавате (Башкирская АССР) и Омске. Экономический эффект от внедрения составил около 400 тыс. р.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Миронов В. Д., Ратников В. Б. Кинетика развития коррозии цементного камня при длительном воздействии кислых сред // Журнал прикладной химии. — Т. XLIII. — Вып. 8. — 1970. — С. 1861—1861.
2. Обобщенная математическая модель коррозии бетона в агрессивных средах. А. Ф. Полак, Р. Г. Хабибуллин, В. В. Яковлев, В. М. Латыпов // Бетон и железобетон. — 1981. — № 9. — С. 44—45.
3. Руководство по определению скорости коррозии цементного камня, раствора и бетона в жидких агрессивных средах. — М.: Стройиздат. — 1975. — 32 с.
4. Москвин В. М., Рубецкая Т. В., Любарская Г. В. Коррозия бетона в кислых средах и методы ее исследования. Бетон и железобетон. — 1971. — № 10. — С. 10—12.
5. Полак А. Ф., Ратников В. Б., Гельфман Г. И. Коррозия железобетонных конструкций зданий нефтехимической промышленности. — М.: Стройиздат, 1971. — 176 с.

УДК 691.327:620.193

Г. С. РОЯК, И. В. ГРАНОВСКАЯ, кандидаты техн. наук, Т. Л. ТРАКТИРНИКОВА, инж. (ВНИИ транспортного строительства)

Предотвращение щелочной коррозии бетона активными минеральными добавками

Одним из способов уменьшения коррозии при взаимодействии щелочей цемента с реакционноспособными заполнителями бетона является введение активных минеральных добавок.

Авторами изучены деформации расширения цементно-песчаных растворов, содержащих реакционноспособный заполнитель (опал) и активные минеральные добавки осадочного и вулканического происхождения.

Для опытов серии I использовали цементно-песчаные растворы состава 1:2, чисто клинкерный портландцемент Белгородского завода, минеральную добавку — трепел Брянского месторождения с активностью по поглощению извести

320 мг/г и порфиронд Тарakanовского месторождения. Реакционноспособный заполнитель вводили вместо части песка, щелочь NaOH добавляли в воду затворения. Уменьшения активности добавки достигали смешиванием трепела и порфиронда в разных соотношениях:

Активность по поглощению извести, мг/г	Массовое соотношение, %
320	100/0*
240	75/25
160	50/50

* Перед чертой — трепел, после черты — порфиронд.

Пределы варьирования назначены исходя из следующих соображений (табл. 1).

Количество щелочей в цементе — с учетом содержания щелочей в портландцементе, выпускаемых промышленностью. Доля опала в песке задана такой, чтобы получить наибольшие деформации расширения. Активность добавки — применительно к минеральным добавкам высокой и средней активности. Водоцементное отношение выбрано из расчета получения малоподвижных и высокоподвижных цементно-песчаных смесей. Размер зерна опала соответствует размерам зерен в песке и мелкой фракции щебня.

Из рис. 1, 2 видно, что с увеличением активности минеральных добавок

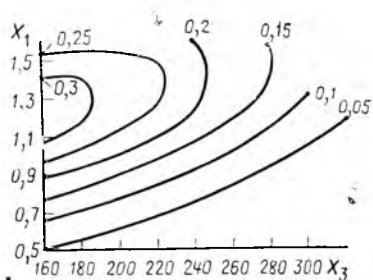


Рис. 1. Деформации расширения в зависимости от содержания щелочей в цементе и активности минеральной добавки при постоянной крупности заполнителя ($X_2=5$)

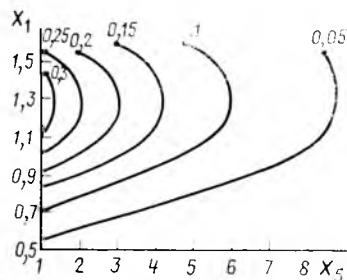


Рис. 2. Деформации расширения в зависимости от содержания щелочей в цементе и размера зерен при постоянном B/C ($X_4=0,467$)

возрастает степень уменьшения расширения. Это позволяет в некоторых случаях допустить при наличии реакционноспособных заполнителей в бетоне более высокое содержание щелочей в цементе без возникновения опасных ($>0,1\%$) деформаций расширения.

Это объясняется тем, что тонкомолотые активные минеральные добавки создают сорбционный барьер и уменьшают степень воздействия агрессивной жидкой щелочной фазы на реакционноспособные зерна песка и крупного заполнителя.

Для опытов серии II содержание активной минеральной добавки варьировали от 17 до 60% в составе цемента. Введение опала в количестве 5% в составе заполнителя вызывает наибольшее расширение контрольных образцов. Содержание щелочей в цементах в пересчете на Na_2O составляет 1,5%.

Деформации расширения образцов цементно-песчаного раствора и количество растворимого кремнезема (SiO_2), определенное при взаимодействии фракций 0,3...0,15 мм с однонормальным раствором $NaOH$ при температуре $80^\circ C$ в течение 24 ч, представлены в табл. 2. С уменьшением растворимого кремнезема, являющегося также мерой активности минеральной добавки, возрастает количество добавки, которую необходимо вводить для достижения расширения ниже граничного значения 0,1%.

Анализируя табл. 2, установлено, что относительно большее количество растворимого кремнезема активных минеральных добавок осадочного происхождения по сравнению с количеством растворимого кремнезема шлака Руставского металлургического завода объясняется особенностями минералогического состава. В образце туфа наряду с мелкими обломками вулканического стекла встречались рассеянные сикнулы губок из опала. Пемза вклю-

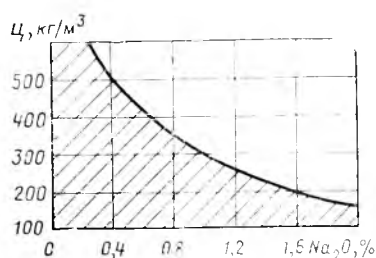


Рис. 3. Допустимое содержание щелочей в цементе (в пересчете на Na_2O) в зависимости от расхода цемента

Таблица 1

Интервал варьирования и уровни	Переменные факторы				
	Содержание щелочей в цементе $X_3, \%$	Доля опала в песке $X_5, \%$	Активность минеральных добавок $X_2, \text{мг/г}$	$B/C, X_4$	Размер зерна опала $X_5, \text{мм}$
Интервал варьирования	0,5	2,5	80	0,07	4,70—
Верхний уровень	1,5	7,5	320	0,59	2,57—
Нижний уровень	0,5	2,5	160	0,15	10,00—
Основной уровень	1,0	5,0	240	0,52	5,00—
					2,50

Таблица 2

Добавка	Количество добавки, %	Деформации расширения в возрасте 1 года, %	Растворимый SiO_2 , моль/л
Спонголит Аджемского месторождения (ГССР)	17,0 30,0	0,990 0,380 0,070	0,625
Опока Терсинского месторождения	17,0 30,0	0,960 0,090	0,606
Опока Арчманского месторождения	17,0 30,0	0,620 0,067	0,533
Туф Тедзасского месторождения (ГССР)	17,0 40,0	0,610 0,110	0,372
Перлит	17,0 40,0	0,400 0,065	0,202
Пемза Анжйского месторождения (АрмССР)	17,0 40,0	0,590 0,090	0,132
Гранулированный шлак Руставского металлургического завода	17,0 60,0	0,530 0,090	0,005

чала в основном вулканическое стекло, загрязненное темным глинистым веществом, с примесями плагноклаза, калиевого полевого шпата.

Спонголит, имеющий наибольшую растворимость, в основном представлен опалом с большими примесями халцедона. Порфирионд, обладавший наименьшей активностью по поглощению извести, является кислой эффузивной породой, в основной массе которой сравнительно крупные зерна кварца, наряду с которым содержится полевой шпат, биотит, хлорит, гидроокислы железа.

Исследования, выполненные в последние годы в нашей стране и за рубежом, позволили наметить границы

значения для допустимого содержания щелочей в цементе (в пересчете на Na_2O) в зависимости от расхода цемента на 1 м^3 бетона (рис. 3). Авторы проверили возможность практического применения номограммы при использовании в бетоне марок М 100...М 400 реакционноспособного карбонатного щебня Всеволодо-Вильвенского месторождения (Пермь), характеризовавшегося количеством растворимого кремнезема от 0,3 до 0,67 моль/л.

Выводы

При замене части портландцемента активными минеральными добавками можно предотвратить разрушение бетона в случае применения реакционноспособных заполнителей и получить экономно цемента.

Количество активной минеральной добавки возрастает при использовании добавок вулканического происхождения и шлаков вместо добавок осадочного происхождения. Ориентировочные значения при выборе добавок должны составлять: для активной минеральной добавки осадочного происхождения — 20...30% в составе цемента, вулканического происхождения — 30...50%, шлака — более 50%.

На ВДНХ СССР

Облегченные фундаменты под нефтеперекачивающие агрегаты

Производственно-техническая фирма Сиборггазстрой и Тюменский филиал ПТФ Сиборггазстрой разработали конструкцию облегченного свайного фундамента под нефтеперерабатывающий агрегат НМ-10000. Фундамент представляет собой конструкцию, состоящую из свайного основания и металлических оголовков. Сваи сборные, железобетонные, полые круглые диаметром 400 мм с металлическим сварным оголовком. Сборные элементы металлических оголовков изготавливаются в базовых условиях и поставляются на строительную площадку.

Изготовитель фундаментов — Производственно-техническая фирма «Сиборггазстрой», г. Сургут. Устройство фундаментов осуществляется в зимнее время.

В одиннадцатую пятилетку возведено 40 облегченных фундаментов при строительстве нефтепроводов Сургут—Полоцк, Самолор—Нижегород и др. При этом объем земляных работ был уменьшен на 2,4 тыс. м^3 ; трудозатраты сокращены на 840 чел.-дн. Объем сборного железобетона уменьшен на 800 м^3 ; монолитного железобетона — на 960 м^3 . Экономический эффект составил 960 тыс. р.

Результаты обследования плит покрытия, эксплуатирующихся в условиях влажного режима

В 1984 г. институтом Проектхимзащита проведено обследование строительных конструкций картонной фабрики в Красноярском крае, включавшее замеры температуры и относительной влажности воздуха в зонах расположения основных несущих и ограждающих конструкций, температуры поверхности плит покрытий, анализ газовоздушной среды, визуальный осмотр конструкций, механические испытания прочности бетона в ребрах и полках плит покрытий, определение глубины карбонизации защитного слоя бетона и коррозионных потерь в арматуре плит. Кроме того, выполнены лабораторные анализы образцов бетона, отобранных из плит, на водопоглощение и содержание хлоридов и сульфатов.

Основные конструктивные элементы здания картонной фабрики (колонны, фермы, плиты покрытий) железобетонные, стены — навесные из керамзитобетонных панелей (рис. 1).

Специальной антикоррозионной защитой несущих железобетонных конструкций по проекту не предусматривалось — стены окрашивали масляными, а колонны, фермы и плиты покрытия — известковыми красками.

Обследованием установлено, что многие стеновые панели и плиты покрытия находятся в аварийном состоянии и требуют замены. Снижение долговечности панельных стен во влажных цехах в результате их низкой морозостойкости — явление распространенное, а железобетонные плиты покрытий, имеющие утеплитель и кровельную гидроизоляцию, редко подвержены размораживанию.

При обследовании плит покрытий молотом ПМ-1 отмечено значительное снижение прочности бетона по сравнению с проектной. Прочностью бетона полков плит со стороны цеха составляла 8...9, со стороны утеплителя 6...8, ребер — 9...14 МПа вместо 20 МПа по паспорту плит.

Таким образом, за период эксплуатации марочная прочность бетона плит покрытий уменьшилась почти в два раза, а для наружной поверхности стала составлять лишь 35% проектной.

Значительные отличия были установлены при испытаниях образцов бетона, отобранных из плит покрытий по водопоглощению согласно ГОСТ 2409—80. Водопоглощение бетона ребер плит составляло 5,5...11,3, полков — 13,4...17,2%.

Можно предположить, что основная причина, снизившая прочность бетона плит, заключалась в многократных циклах замораживания и оттаивания бетона в водонасыщенном состоянии.

Особенностью эксплуатации многих зданий деревообрабатывающих и целлюлозно-бумажных предприятий является наличие технологического оборудования с повышенными теплоизбытками и влаговыделениями. В данном случае внутри цеха такой источник — бумагоде-

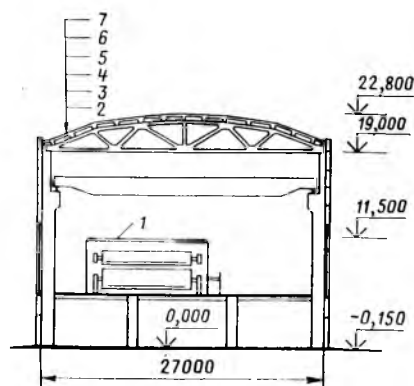


Рис. 1. Разрез обследуемого здания

1 — бумагоделательная машина; 2 — сборные железобетонные фермы; 3 — сборные железобетонные плиты; 4 — обмазка битумом 5 мм; 5 — деревянные опилки; 6 — цементно-песчаная стяжка — 30 мм; 7 — рубероид на битумной мастике — 20 мм

лательная машина, длина которой почти равна длине здания.

Ввиду отсутствия эффективной вентиляции в зимний период температура воздуха в межферменном пространстве достигала 35...39°C, а относительная влажность была выше 90%. Поверхность плит покрытий, обращенная в цех, нагревалась до 31...35°C, что при столь высокой влажности было на 3...6°C ниже точки росы.

Осмотром и вскрытием кровли установлено, что паронизация повреждена, кровельный ковер имел разрывы и пузыри. Атмосферные осадки через нарушенный кровельный ковер увлажняли утеплитель и плиты покрытия.

Снижение теплотехнических характеристик кровли в результате отсутствия эффективной паронизации и увлажнение утеплителя привело к тому, что происходило многократное замерзание

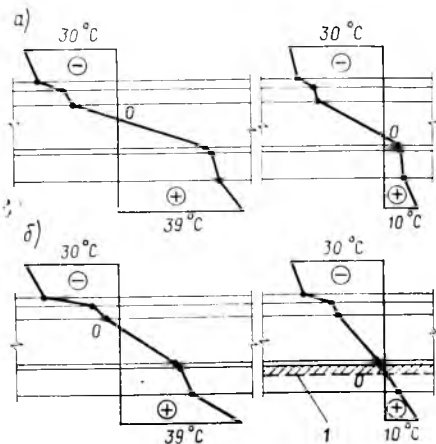


Рис. 2. Распределение температуры по толщине покрытия

а — при нормальной влажности материалов; б — при эксплуатационной влажности материалов; 1 — зона промерзания

и оттаивание плит в увлажненном состоянии.

Согласно СНиП 2.01.01—82 район, в котором эксплуатировалось обследованное предприятие, насчитывает около 180 дней в году с температурой ниже 0°C. За год температура 80...90 раз переходит через 0°C.

Тепловой режим помещений претерпевает изменения и не является постоянным. По технологии производства бумагоделательную машину 2...3 раза в месяц останавливают на 12...15 ч на профилактический осмотр и ремонт. Иногда такой ремонт затягивается до суток. При этом значительно снижается температура и увеличивается влажность воздуха в помещении до 97%. Причем, при остановке бумагоделательной машины более чем на 10...12 ч, температура может опуститься до 8...10°C.

При проектировании учитывали характеристики сухих материалов (утеплителя и бетона), общее термическое сопротивление составляло 1,02 м²·°C/Вт. Через 20 лет эксплуатации термическое сопротивление составило всего 0,52 м²·°C/Вт. Соответственно резко изменилось распределение температур по толщине кровли (рис. 2).

За период эксплуатации цеха влажный бетон плит покрытия в условиях низких температур мог испытывать сотни циклов замораживания и оттаивания. Это снизило его прочность, а также уменьшило сцепление растворной части с заполнителем и арматурой. Во время подъема плит при демонтаже некоторые из них буквально «складывались» в результате недостаточной жесткости полков.

По результатам обследований разработана проектно-сметная документация на восстановление строительных конструкций. Было рекомендовано в первую очередь обеспечить нормальный температурно-влажностный режим в межферменном пространстве благодаря устройству подвесного потолка и создания в этой зоне избыточного давления. Плиты покрытия демонтировали и заменяли новыми. Кроме того, предложено произвести новую паро- и гидроизоляцию, заменить утеплитель, чтобы создать требуемое термическое сопротивление кровли.

Для обеспечения химической стойкости железобетонных ферм и плит принято нанесение лакокрасочного покрытия на основе хлорсульфированного полиэтилена (содержание сернистого ангидрида под плитами покрытий составляло около 5 мг/м³).

Выводы

Проектировщиками не было уделено должного внимания влиянию температурно-влажностного режима на снижение долговечности строительных элементов. Выбор материала и конструкций определяется в основном лишь по прочностным характеристикам без учета морозостойкости.

Для предприятий, внутренняя среда в которых является агрессивной к строительным материалам, особенно в условиях сурового климата, теплотехнические расчеты на влагонакопление и паропроницаемость следует выполнять с учетом фактической влажности и химического состава воздуха не только в рабочей зоне, но и в зоне расположения конструкций.

В. А. МАТВИЕНКО, канд. техн. наук, Г. Я. ДРОЗД, В. Н. ГУБАРЬ, инженеры
(Макеевский инженерно-строительный ин-т)

Оценка роли биологического фактора в коррозии бетона

Натурными исследованиями сооружений станций биологической очистки сточных вод установлено, что после 7...10 лет эксплуатации стойкость бетона снижается по мере прохождения водой всех технологических этапов очистки (табл. 1). Это снижение не коррелирует с содержанием сульфат-ионов, а определяется, главным образом, наличием свободной углекислоты и ионов HCO_3^- и NH_4^+ в очищаемой воде.

Коррозию бетона при этом вызывают агрессивные продукты жизнедеятельности микроорганизмов (CO_2 , H_2S , NH_3 , летучие жирные и органические кислоты), выделяемые ими в процессе усвоения органической составляющей сточных вод [1].

Повреждения различных строительных материалов автотрофными и гетеротрофными микроорганизмами отмечается многими исследователями [2, 3]. Бесспорным является поражение поверхности материала микроорганизмами и появление явных признаков разрушения. В материалах с капиллярно-пористой структурой (бетон, кирпич) допускается возможность глубинного насыщения микроорганизмами [4]. Ее роль, а также количественная оценка влияния на коррозию материала до сих пор не изучена.

Проведенными совместно с Институтом микробиологии и вирусологии АН УССР исследованиями мелкозернистого бетона состава Ц:П:В=1:3:0,56 установлено, что микроорганизмы способны проникать на значительную глубину и развиваться в порах и капиллярах бетона (табл. 2).

Выделенные из глубины микроорганизмы относились к следующим физиологическим группам: азотфиксаторы — 0,6%; аммонификаторы — 43%; денитрификаторы — 6,5%; хемоорганогетеротрофы — 49%; прочие 0,9%, и имели размеры 0,5...2 мкм. Данные группы микроорганизмов выделяют агрессивные продукты жизнедеятельности, аналогичные тем, которые образуются в сточной воде при очистке.

На примере цементного камня (основного структурного элемента бетона)

Таблица 2

Расстояние от поверхности образца, мм	Число микробных клеток на 1 мм ² поверхности капилляра
0	$1 \cdot 10^4 / 4 \cdot 10^{12}$ *
5	$1,2 \cdot 10^3 / 4,4 \cdot 10^{12}$
25	$2,4 \cdot 10^2 / 7 \cdot 10^{12}$
50	$1 \cdot 10^2 / 7 \cdot 10^{12}$
75	$10 / 1,2 \cdot 10^4$
90	$0,2 \cdot 10^4$

* Перед чертой — аэробные, после черты — анаэробные.

проанализирована количественная оценка влияния на коррозию материала объемного заражения микроорганизмами. Исследования проводили на цементных образцах-кубах с ребром 20 мм, изготовленных из цементного теста с $B/C=0,3$. Одну серию образцов заражали микроорганизмами, добавляя в смесь сырой осадок, взятый из отстойника очистных сооружений, в количестве 0,3% массы цемента. Микроорганизмы осадка были представлены следующими физиологическими группами: аммонификаторы и нитрификаторы, денитрификаторы, хемоорганогетеротрофы, химический состав клеточного вещества которых $\text{C}_5\text{H}_7\text{O}_2\text{N}$.

Во вторую серию образцов вводили такое же количество стерилизованного кипячением осадка с добавлением биосидов (PbSO_4 и AgNO_3) из расчета 0,04% массы цемента для предотвращения развития микроорганизмов в порах образцов. Третья серия образцов добавок не содержала и являлась контрольной.

Образцы предварительно выдерживали в дистиллированной воде в течение 14 сут, а затем помещали в воду; в воду с добавлением 0,5 г/л глюкозы; в воду с добавлением глюкозы (0,5 г/л) и фенола (0,8 г/л). Глюкоза как источник питания усваивается практически всеми микроорганизмами, фенол токсичен для многих организмов и используется только отдельными видами.

Коэффициент стойкости определяли как отношение предела прочности при сжатии образцов, содержащих добавку микроорганизмов и хранившихся в средах, содержащих растворенные органические вещества, к пределу прочности образцов, твердевших в воде и не содержащих микроорганизмов. Значения коэффициента стойкости приведены в табл. 3. Анализ табл. 3 показывает, что среда с глюкозой незначительно влияет на стойкость цементного камня ($K_{C24}=0,94$), а совместное влияние глюкозы и фенола в данных концентрациях за 24 мес снизило коэффициент стойкости цементного камня до 0,9. Таким образом, воздействие данных органических веществ не оказывает заметного влияния на стойкость цементного камня.

Введение добавки жизнедеятельных микроорганизмов заметно изменило стойкость образцов серии II во всех средах. Так, в воде коэффициенты стойкости образцов изменяются от 0,93 до 0,9, что связано, скорее, с меньшей исходной прочностью образцов серии II вследствие введения органической добавки, чем с влиянием воды на стойкость цементного камня.

В среде с глюкозой коэффициент стойкости интенсивно увеличивается до 6 мес ($K_6=1,32$), а затем необратимо снижается, достигая 0,74 к 24 мес. В среде с глюкозой и фенолом коэффициент стойкости образцов серии II снижается с течением времени, достигая 0,56 к 24 мес.

Коэффициенты стойкости образцов серии III, содержащей неживые микроорганизмы и бицидные добавки, близки к коэффициентам стойкости образцов серии II в воде. Коэффициенты стойкости образцов серии III в средах, содержащих глюкозу и фенол, к 24 мес равны 0,86 и 0,82. Следовательно, только сочетание жизнедеятельных микроорганизмов и питательных веществ заметно снижает коэффициент стойкости образцов.

Поскольку образцы серий II и III отличаются только качеством органичес-

Таблица 1

Очистное сооружение	Агрессивность сточной воды по СНиП II-28-73*	pH	Состав сточной воды, мг/л										Коэффициент стойкости бетона	
			CO ₃ ²⁻	SO ₄ ²⁻	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	Ca ²⁺	Mg ²⁺	NH ₄ ⁺	Свободная CO ₂	Органические вещества	Биомасса по сухому веществу		Соли
Пескостовка Отстойник	Сульфатная	8—8,5	150—200	<500	450—500	140—200	>200	<50	<50	5	200—500	100	<3000	1,00—1,20
	Сульфатная + слабая углекислая	7,5—8,5	100—200	<500	450—500	150—170	>200	<50	<40	30	200—500	500	<3000	0,60—0,93
Аэротенк Метантенк	То же	7—7,5	100—150	<450	450—500	130—170	>200	<50	<40	50	200—500	2000—4000	<3000	0,54—0,90
	Сильная углекислая	6,5—7,3	0—50	<100	1500—2000	300—400	>200	<50	<250	850	100—300	3000	<5000	0,30—0,65

Таблица 3

№ серии	Добавки в цементный камень	Вода			Вода с глюкозой (C=0,5 г/л)			Вода с глюкозой (C=0,5 г/л) и фенолом (C=0,8 г/л)		
		КС ₆	КС ₁₂	КС ₂₄	КС ₆	КС ₁₂	КС ₂₄	КС ₆	КС ₁₂	КС ₂₄
I	—	1,00	1,00	1,00	0,84	0,93	0,94	0,97	0,93	0,90
II	Осадок с живыми микробами	0,93	0,93	0,90	1,32	1,06	0,74	0,92	0,77	0,56
III	Стерилизованный осадок и бициды	0,89	0,93	0,94	0,82	0,88	0,86	0,81	0,84	0,82

кой добавки, то значительное различие коэффициентов стойкости этих образцов в средах с растворенными органическими веществами, очевидно, является результатом жизнедеятельности микроорганизмов в поровом пространстве цементного камня.

Коэффициенты стойкости образцов серии I в среде с растворенным органическим веществом свидетельствуют о незначительном влиянии внешней среды на цементный камень. Наличие в порах жизнедеятельных микробов увеличивает коэффициент стойкости цементного камня к 6 мес. Это, вероятно, связано с утилизацией диффундирующей в поры органики микроорганизмами до

CO₂. Углекислота снижает основность гидросиликатов кальция цементного камня с образованием карбоната кальция, что и могло привести к повышению прочности и стойкости образцов в первые 6 мес твердения. Дальнейшее выделение углекислого газа приводит к разрушению гидросиликатов и переводу CaCO₃ в растворимый Ca(HCO₃)₂, что значительно снижает коэффициент стойкости к 24 мес твердения.

Интенсивное снижение коэффициента стойкости образцов серии II в среде с глюкозой и фенолом связано также с окислением микроорганизмами диффундирующих в поры органических веществ. Однако природа и концентрация

питательной среды (глюкоза+фенол), а также обусловленный этой средой видовой состав микроорганизмов, вероятно, утилизирует органическое вещество не сразу до CO₂, а через промежуточные кислые продукты, что снижает стойкость образцов во время испытаний.

Таким образом, приведенные данные свидетельствуют о проникновении микроорганизмов в глубь бетона (см. табл. 2) и об их существенном влиянии на стойкость цементного камня (см. табл. 3) при наличии во внешней водной среде органического растворенного вещества. Это позволяет заключить, что микробиологический фактор в определенных условиях оказывает решающее влияние на стойкость бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коррозия цементного камня в очистных сооружениях / В. А. Матвиенко, Г. Я. Дрозд, Л. И. Коваленко, Н. Е. Заторокин // Бетон и железобетон. — 1984. — № 8. — С. 40—41.
2. Чуйко А. В. Органическая коррозия. — Саратов: Изд-во Саратовского университета. 1978. — 230 с.
3. Андрейко Е. И., Билай В. И., Коваль Э. З., Козлова И. А. — Микробная коррозия и ее возбудители. — Киев: Наукова думка, 1980. — 287 с.
4. Биоповреждения в строительстве / Под ред. Ф. М. Иванова, С. Н. Горшина. — М.: Стройиздат, 1984. — 320 с.

Трибуна соревнующихся

УДК 69.003:658.387.64

Передовая бригада

Одним из предприятий сборного железобетона в тресте «Железобетон» Главприволжскестроя Министра СССР, стабильно выполняющим в течение ряда лет планируемые технико-экономические показатели, является завод ЖБК-3.

За 1984 и 1985 гг. заводом выполнен план производства продукции в стоимостном и натуральном измерении, по производительности труда. В прошлом году предприятие успешно справилось с заданием по выпуску сборного железобетона (на 105,1%), выработка на одного работника по производству товарной продукции составила 18346 р., или 105,6% к плану, по нормативной чистой продукции — 4769 р., или 105,2% к плану.

Охват рабочих бригадной формой организации труда составил на заводе 75,5%. По методу бригадного подряда работает 14 бригад с численностью 172 чел., которые выпустили в прошлом году 54,1% всей товарной продукции завода. Бригады, работающие по методу бригадного подряда, добились в 1985 г. снижения плановых затрат на сумму 6 тыс. р., выплаченная премия за экономии от снижения плановых затрат составила 14 тыс. р.; хозрасчетными бригадами сэкономлено 40,4 т цемента, 39,8 металла, 192 тыс. кВт·ч электроэнергии, 530 Гкал пара.

На заводе работает немало бригад, которые задают тон в социалистическом

соревновании. Одним из лучших коллективов, постоянно выполняющим производственные задания, является комплексная бригада численностью 16 человек, возглавляемая Б. А. Нагаевым. Она занята на изготовлении арматурных изделий — пространственных каркасов для пустотных плит перекрытий, лестничных маршей и площадок, перемычек и других изделий для промышленных и жилых зданий. Бригада Б. А. Нагаева комплексная. В ней трудятся 8 арматурщиков (IV разряда — 4 чел., III разряда — 4 чел.), 6 электросварщиков арматурных сеток и каркасов (IV разряда — 3 чел., III разряда — 2 чел., II разряда — 1 чел.), 2 электросварщика дуговой сварки (V разряда — 1 чел., IV разряда — 1 чел.).

За минувший год бригадой изготовлено 1872,9 т продукции при плане 1645,8 т, что превышает 37,1% всей продукции цеха. Сдача продукции с первого предъявления составляет 97,3%. Выработка продукции на одного рабочего здесь значительно выше, чем в других бригадах, занятых на изготовлении арматурных изделий, и в целом по цеху. За 1985 г. выработка на одного человека в бригаде Б. А. Нагаева составила 117,1 т, что на 1,1% выше, чем в 1984 г. План одиннадцатой пятилетки этот коллектив выполнил досрочно.

Стабильных показателей в работе здесь добились благодаря высокому профессиональному мастерству всех

членов бригады, хорошей организации труда, благоприятному микроклимату в коллективе, рациональной расстановке рабочих на технологической линии по изготовлению арматурных изделий.

До начала рабочей смены бригадир устанавливает задание всем членам бригады, обеспечивает равномерную и полную загрузку каждого рабочего с учетом его квалификации и степени освоения смежных профессий, что позволяет полностью ликвидировать потери рабочего времени, зависящие от бригады, повышать выработку. Бригада одной из первых на заводе была переведена на новую форму низового хозяйственного расчета, стала применять при распределении заработка КТУ. Оплата труда рабочих в бригаде производится по единому наряду и за конечный результат (готовый арматурный комплект).

Бригада Б. А. Нагаева — сплоченный коллектив, носящий высокое звание «Бригада коммунистического труда», неоднократно занимавший призовые места во внутривзводском социалистическом соревновании. В соревновании, посвященном 40-летию Победы, бригада признана победителем.

Бригадир Б. А. Нагаев работает на заводе 17 лет, 14 из них — возглавляет бригаду, в коллективе пользуется заслуженным авторитетом, является наставником молодежи, неоднократно избирался депутатом Энгельсского городского Совета народных депутатов.

Г. К. ГОРШКОВА, инж.

С. А. ПЕТРОВ, инж. (завод КПД Сыктывкарского ДСК); В. П. САДИКОВ, инж. (трест Оргтехстрой СМО Комитяжстрой)

Производство строповочных деталей со штампованными полосовыми анкерами

Экономия энергоресурсов и повышение эффективности их использования при изготовлении арматурных изделий — одна из важных задач, стоящих перед предприятиями строительной индустрии, так как арматурные цехи и участки — наиболее энергоемкое производство при выпуске железобетонных изделий.

Основными направлениями снижения энергозатрат является замена и модернизация устаревшего оборудования, внедрение менее энергоемкого оборудования и энергосберегающей технологии, оптимизация режимов работы оборудования, широкое использование приборов систем учета и контроля за расходом электроэнергии, комплексная автоматизация производства.

До 1984 г. на заводе КПД Сыктывкарского ДСК для распалубки, кантования и подъема железобетонных конструкций и изделий применяли стальные строповочные петли с круглым поперечным сечением. Средний расход стали на такие петли составлял около 4,3 кг на 1 м³ бетона или до 10% общего расхода стали, идущей на изготовление железобетонных изделий. Основным недостатком типовых строповочных петель заключался в повышенной металлоемкости, обусловленной, во-первых, недостаточной анкерровкой ветвей петли в бетоне, рассчитанной только на условие сцепления, а во-вторых, наличием проушины с нерегулируемыми параметрами сечения по отношению к сечению ветвей панели.

ЛатНИИСтроительства установлено, что удельная несущая способность стержневых двухветвевых строповочных петель из стали класса А-I, определяемая как отношение нормативного усилия от собственного веса изделия P_n к массе детали m , крайне мала и находится в пределах 0,45...1,03 для стержней диаметром 6...25 мм в тяжелом бетоне марки М 150 в зависимости от величины нормативного усилия P_n и марки бетона (рис. 1).

Нормативные нагрузки на петли из стали класса А-I показаны на рис. 2, основные геометрические размеры приведены в табл. 1.

Таблица 1

d , мм	P_n , кН	Геометрические размеры, мм		
		l_a	h_b	h_n
6	1,0	250/250*	150/120	66/66
8	3,0	280/250	200/160	68/68
10	7,0	350/300	250/200	70/70
12	1,1	420/360	300/240	72/72
14	1,5	490/420	350/280	74/74
16	2,0	560/480	400/320	76/76

* Перед чертой — для тяжелого бетона марок М 100—М 200; после черты — М 250—М 400.

В настоящее время на заводе КПД при содействии ЛатНИИСтроительства при изготовлении железобетонных изделий внедрены двухветвевые штампованные строповочные детали ШСД-2. После экспериментальных испытаний их успешно применяют в изделиях из тяжелого бетона марок М 100—М 400 и бетона на пористых заполнителях марок

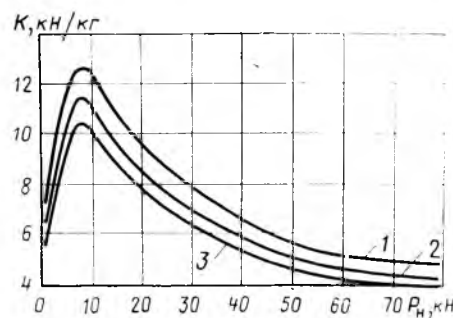


Рис. 1. Удельная несущая способность двухветвевых стержневых строповочных петель в тяжелом бетоне марок 1 — М 450—М 800; 2 — М 250—М 400; 3 — М 100—М 200

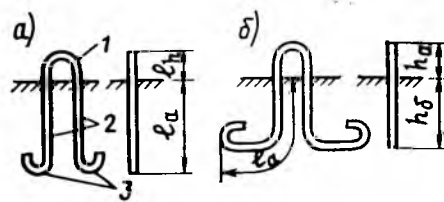


Рис. 2. Двухветвевые стержневые строповочные (типичные) петли

а — с тремя отгибами; б — с пятью отгибами 1 — проушина петли; 2 — ветвь петли; 3 — анкерующая часть ветвей петли — крюк

М 50—М 100 при действии кратковременных динамических нагрузок. Штампованные строповочные детали представляют собой полосовые анкеры с объемно-просечными усилениями (рис. 3).

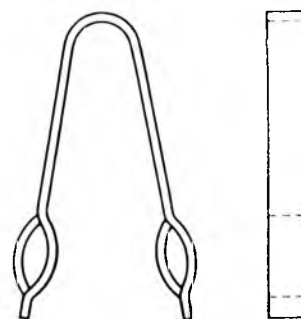


Рис. 3. Штампованная строповочная деталь

Применение объемно-просечных полосовых анкеров позволяет повысить надежность анкерровки деталей в бетоне, рассчитанной на работу бетона на выкалывание. Объемно-просечные усиления полосовых анкеров образуются вследствие замкнутого рассечения плоскостей анкеров на специальных штампах и выгибом рассеченных участков в противоположные стороны. Полосовые анкеры строповочных деталей выполняют из полосовой стали толщиной не менее 5 мм по ГОСТ 103—76.

Расшифровка условного обозначения следующая: ШСД — штампованная строповочная деталь, цифра непосредственно после букв — число рабочих ветвей строповочной детали, первая группа цифр (с запятой) — нормативная грузоподъемность детали в бетоне марки М 200, кН, при строповке ветвью грузового каната стропа или траверсы, отклоненной на 45° от вертикали, вторая группа цифр — глубина заделки в бетоне, см.

Для образования объемных просечек на полосовых анкерах применяют специальное или обычное прессовое оборудование.

Завод КПД в 1984 г., получив данную конструкцию ШСД, без дополнительных затрат, площадей и оборудования приступил к их освоению и выпуску. Экономический эффект от внедрения предлагаемых деталей достигается вследствие уменьшения массы деталей и уменьшения их номенклатуры. Средний расход стали на такие петли составил 2,2 кг на 1 м³ бетона.

На основании разработанной номенклатуры ШСД-2 составлены таблицы взаимозаменяемости типовых подъемных петель и штампованных строповочных деталей по всей номенклатуре изделий завода КПД, подлежащей замене (табл. 2).

Таблица 2

Марка изделия	Масса, т	Строповочные петли		
		Марка	Масса, кг	
			1 детали	всего
B59,28-3п	5000	2-9т-6 *	4,93	9,86
BC59,25-1 пк	4775	ШСД2-27.2-40	1,99	3,98
		2-9т-4	3,06	6,12
BC32внк	1000	ШСД2-27.2-40	1,99	3,98
		2-9т-2	0,91	1,82
H64,29-1	5010	ШСД2-11.3-17	0,39	0,78
		T-1	2,36	4,72
H64,18-1п	4380	ШСД2-11.3-35у	0,89	3,56
		T-1	2,36	4,72
H32,28-1п	2570	ШСД2-11.3-35у	0,89	1,78
		T-3	1,75	3,50
Ц15,20-4п	1305	ШСД2-11.3-35у	0,89	1,78
		9-9т-13	1,69	3,38
		ШСД2-11.3-35у	0,89	1,78

* Над чертой — типовые; под чертой — предлагаемые.

Используя полосовую сталь для ШСД, завод КПД смог отказаться от применения стали с круглым поперечным сечением диаметром 8...20 мм.

Трест Оргтехстрой СМО Комитяжстрой оказал техническую и практическую помощь при внедрении ШСД-2 для изготовления железобетонных изделий. Разработана инструкция по производству и применению строповочных деталей со штампованными полосовыми анкерами с объемно-просечными анкерными усилениями.

Новые книги Стройиздата

Зарубин В. Н. **Интенсификация и трудоемкость строительного производства.** — М.: Стройиздат, 1986. — 184 с.

Ройтман А. Г. **Надежность конструкций эксплуатируемых зданий.** — М.: Стройиздат, 1985. — 175 с.

Конструкции

УДК 627.751.4

А. Е. ШМУРНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); И. Н. ЗАСЛАВСКИЙ, канд. техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект); С. З. РАГОЛЬСКИЙ, канд. техн. наук (Союзводпроект)

Напорные центрифугированные трубы со стальным цилиндром для гидромелиоративного строительства

Переход на строительство закрытых систем для орошения земель потребовал большого количества труб диаметром 250...1000 мм. С этой целью в Минводхозе СССР организовано производство более 2000 км железобетонных напорных труб со стальным цилиндром в год.

Железобетонная напорная труба состоит из стального тонкостенного спиральношовного цилиндра толщиной 1,5...2 мм с кольцевыми профильными элементами — растробом и втулкой ($\delta=4$ мм), приваренными на его концах (рис. 1). Внутри стального цилиндра центробежным способом образован внутренний слой цементно-песчаного бетона толщиной 14...18 мм, а снаружи на цилиндр навита преднатянутая спиральная арматура класса Вр-I и нанесен механическим набрызгом наружный слой цементно-песчаного бетона толщиной 20...26 мм. Таким образом, стальной цилиндр расположен внутри стенки трубы и при этом внутренний слой бетона имеет предварительное обжатие 4...5 МПа. Несмотря на повышенный расход стали данная конструкция трубы получила массовое применение в мелиоративном строительстве.

Основное преимущество такой трубы состоит в полной водонепроницаемости вследствие установленного в ней стального цилиндра и в простоте изготовления. Главный недостаток конструкции трубы состоит в том, что наружный защитный слой бетона не обжат, поэтому в нем от внешней нагрузки образуются сравнительно ранние (при нагрузке 2 т/пог. м) трещины.

Первые трубы, созданные в нашей стране, предназначены для эксплуатации в условиях контакта с неагрессивной средой. Однако грунты во многих регионах агрессивны. Внесение минеральных удобрений на поливные земли не исключает в некоторых случаях возникновение агрессивной по отношению к бетону и арматуре среды. Железобетонная напорная труба со стальным цилиндром является конструкцией третьей категории трещиностойкости, в которой при расчетных нагрузках допускаются трещины в бетоне с шириной их раскрытия до 0,2 мм. Таким образом, в случае проникновения химических реагентов в грунт могут возникнуть очаги коррозии бетона и металла, что, как показала практика эксплуатации

таких трубопроводов, приводит к преждевременному выходу из строя не обеспеченных антикоррозионной защитой труб.

Союзводпроект совместно с НИИЖБ и ВНИИЖелезобетоном разработал мероприятия по совершенствованию конструкции железобетонной напорной трубы со стальным цилиндром, приведенные в ГОСТ 26819—86.

металлизация цинком или алюминием ($\Delta=100$ мк) открытых участков стыковых соединений трубы с целью защиты их от коррозии вместо применения лаков или эмалей;

замена в трубах диаметром 400...600 мм арматурной проволоки класса Вр-I на проволоку повышенной прочности класса Врп-I с целью снижения расхода стали и увеличения трещиностойкости конструкции;

нанесение дополнительно цементной пасты (цемент+вода) с $B/C<0,6$, на поверхность цилиндра и арматуры в процессе навивки, а также после образования наружного защитного слоя бетона с целью повышения адгезионных и прочностных свойств наружного слоя; применение химических добавок в бетон с целью повышения его прочности, плотности и снижения водопоглощения.

Для использования труб в агрессивных средах Харьковским ПромстройНИИпроект и Укроргводстроем разработан метод пропитки труб модифицированным петролатумом по ТУ 33 УССР 115-84. Повышение непроницаемости и коррозионной стойкости бетона достигается кольматацией мелких пор и капилляров высоковязкими кальциевыми солями высших жирных кислот, образованием полимолекулярного адсорбционного слоя на поверхности более крупных пор и трещин и заполнения пустот в пропитанном объеме масляной фазой. Пропиточная композиция для труб состоит из смеси петролатума (90%) и высших жирных кислот (10%). В качестве высших жирных кислот применяются технический стеарин (ГОСТ 6484—64*), синтетические жирные кислоты (ГОСТ 23239—78*) или кубовые остатки синтетических жирных кислот (ОСТ 38 01182-80). По ТУ 33 УССР 115-84, трубы, изготовленные из бетона на портландцементе марки ниже 400 и пропитанные петролатумом, предназначены к эксплуатации в грунтовых водах, содержащих до

5000 мг/л сульфат-ионов. Трубы, пропитанные петролатумом, но предназначенные для эксплуатации в грунтовых водах, содержащих 500...15000 мг/л сульфат-ионов, следует изготавливать из бетона с использованием сульфатостойкого портландцемента марки не ниже 400. По данным Харьковского Промстройинипроекта, при содержании в грунтовых водах 500...5000 мг/л ионов хлора антикоррозионная обработка труб обеспечивается комплексной защитой, включающей пропитку их петролатумом по ТУ 33 УССР 115-84 и электрохимической защитой, а при содержании 5000...40000 мг/л ионов хлора дополнительно выполняется антикоррозионная защита труб композициями из битума и петролатума.

Первые опыты с пропиткой труб петролатумом показали, что в технологию изготовления конструкции не вносятся значительные изменения. Так, на Арцызском заводе ЖБИ в настоящее время организована пропитка труб петролатумом в специальной ванне, в которую одновременно можно загрузить три трубы длиной 10 м. Глубина пропитки бетона зависит от времени выдерживания трубы в пропиточном составе и должна быть не менее 10 мм.

В развитие стандарта на железобетонные напорные трубы со стальным цилиндром Союзводпроект и НИИЖБ разрабатывают материалы для проектирования трубопроводов из труб диаметром 250...600 мм, в которых будут указаны условия укладки труб для конкретных мелиоративных сооружений с учетом мощностей поливных машин. В настоящее время для орошения земель используют поливные машины «Фрегат» с рабочим напором 0,65...0,7 МПа при расположении выводных гидрантов через 1 км, «Волжанка» (ДКШ-64) с рабочим давлением на выходе 0,35...0,4 МПа и гидрантами через 18 м и «Днепр» (ДФ-120) с рабочим давлением 0,45...0,5 МПа и гидрантами через 54 м. В зависимости от напора на выходных гидрантах, применительно к мощности поливных машин, условий укладки труб на различной глубине и других факторов проектировщикам требуется определить класс прочности конструкции и выбрать его по стандарту. Наиболее

удобным методом для выбора класса прочности труб по стандарту в зависимости от рабочего напора в трубопроводе, обусловленного видом поливной машины и внешних нагрузок, можно считать графоаналитический метод, разрабатываемый НИИЖБом.

Трубопровод рассчитывают по предельным состояниям с использованием прочностных показателей труб, установленных ГОСТом. Внешнюю нагрузку при расчетах труб приводят к двум диаметрально противоположным линейным нагрузкам, эквивалентным по своему действию нагрузкам на трубы в реальных условиях эксплуатации с учетом бокового отпора грунта, который учитывается коэффициентом ξ^* . Внешнюю линейную предельную нагрузку P_0 при отсутствии внутреннего гидравлического давления и предельное гидравлическое давление p , при отсутствии внешней нагрузки определяют по формулам

$$P_0 = \frac{\sigma_a^{кр} (n F_a + F_{\text{ц}}) z_1 + N_{01} (z_1 + e_{a,n})}{0,318 \xi_1 r}; \quad (1)$$

$$p_0 = \frac{\sigma_a^{кр} (n F_a + F_{\text{ц}}) - N_{01}}{r_{\text{вн}} b}, \quad (2)$$

где $\sigma_a^{кр}$ — приращение напряжения в равнодействующей растянутой стали, приведенной к стали цилиндра, вызванное действием внешней нагрузки, при которой ширина раскрытия трещины в бетоне трубы равна 0,2 мм, МПа; N_{01} — усилие предварительного обжатия бетона с учетом потерь, кН; F_a — площадь сечения напрягаемой спиральной арматуры, см²/см; $F_{\text{ц}}$ — площадь сечения стали цилиндра, см²/см; n — отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости стали цилиндра: $n = E_a/E_{\text{ц}}$; r , $r_{\text{вн}}$ — средний и внутренний радиусы трубы, см; b — ширина продольного сечения трубы, см; z_1 , $e_{a,n}$ — расстояния от точек приложения растягивающего усилия N и усилия предварительного обжатия бетона N_{01} до равнодействующей стали цилиндра и арматуры, см; ξ_1 , ξ_2 — коэффициенты снижения изгиба-

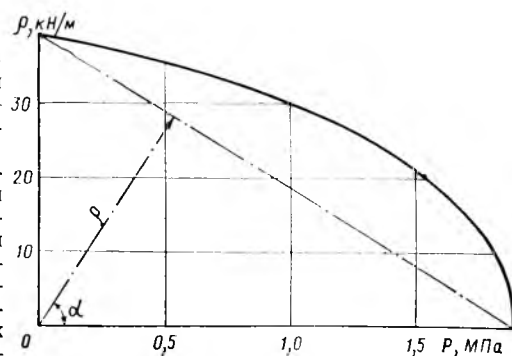


Рис. 2. График прочностных характеристик трубы ТНС 5.100-1

ющего момента от действия внешней линейной предельной нагрузки P_0 и P .

Введем дополнительно обозначение $a = p/p_0$, т. е. отношение расчетного внутреннего гидравлического давления p к предельному допустимому давлению p_0 , и определим значение допустимой внешней линейной нагрузки P при заданном предварительно расчетном внутреннем давлении p по формуле

$$P = P_0 \frac{\xi_2}{\xi_1} \sqrt{1 - a}. \quad (3)$$

Внутреннее гидравлическое давление МПа	p	ξ_1	ξ_2	P , кН/м
0,0	—	0,96	—	38,80
0,5	—	—	0,91	35,13
1,0	—	—	0,86	29,70
1,5	—	—	0,82	20,84
1,9	—	—	0,78	0,00

Принимая различные значения p и соответствующие им величины ξ_2 , находят точки для параметров P , по которым можно построить кривую P от p для стандартной трубы (рис. 2). Данные, определенные по формулам (1)...(3) для построения графика прочностных характеристик типовой трубы диаметром 500 мм, приведены в таблице.

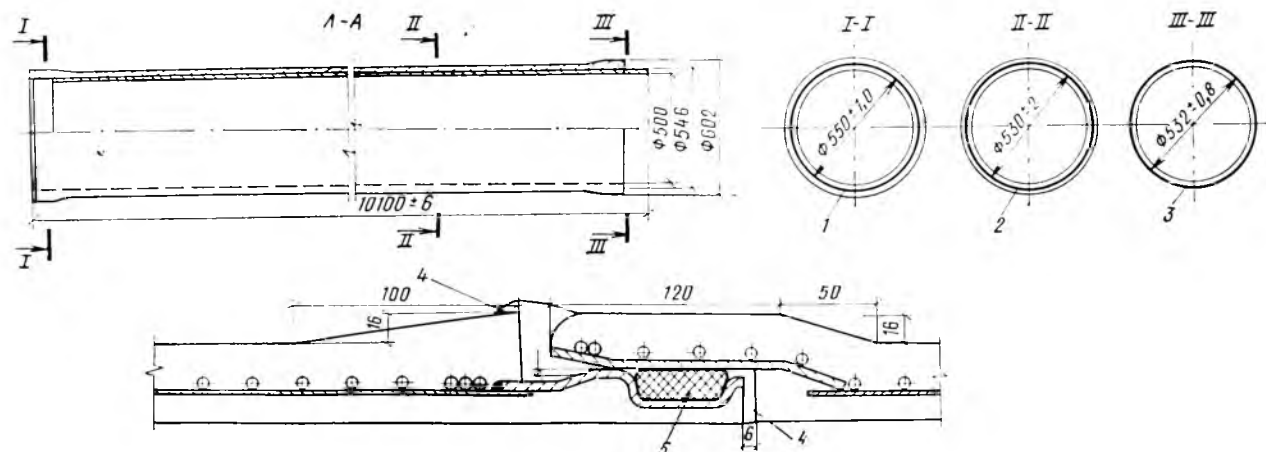


Рис. 1. Конструкция железобетонной напорной трубы диаметром 500 мм со стальным цилиндром

1 — раструбное кольцо; 2 — стальной цилиндр; 3 — втулочное кольцо; 4 — цементный раствор для зачеканки швов; 5 — резиновое уплотнительное кольцо Ø16 мм

С изменением мощностей поливной техники пользование графиками позволит установить, имеются ли резервы для повышения давления в трубопроводе. Следует иметь в виду, что работа мелиоративных трубопроводов является сезонной и в период полива временная нагрузка может отсутствовать.

УДК 624.073.042.8

И. И. РОХЛИН, инж. (УкрНИИПграждансельстрой Госстроя УССР)

Влияние динамических воздействий на работу трехслойных панелей при транспортировании

Трехслойные железобетонные панели с гибкими связями относятся к наиболее эффективным индустриальным стеновым конструкциям. С каждым годом расширяется их применение в жилищном, промышленном и сельскохозяйственном строительстве.

Вместе с тем работа таких конструкций при их перевозке мало изучена. Перевозку панелей осуществляют, как правило, специализированными автопоездами в составе седельных тягачей и полуприцепов, применение которых обусловлено спецификой груза, имеющего большую массу и габариты. Движение системы транспортное средство — строительная конструкция (ТС — СК) сопровождается колебаниями, вызванными неровностями дороги, и другими факторами. При этом панели, запроектированные на определенные виды нагружения в составе сооружений, подвергаются воздействию динамических нагрузок случайного характера.

К факторам, влияющим на уровень и характер воздействий, относятся неровности дороги, скорость движения, особенности подвески, динамические параметры несущих систем полуприцепов и перевозимых панелей. Различные конструкции неодинаково чувствительны к транспортным воздействиям. Однако, согласно СНиП по проектированию железобетонных конструкций при расчете на стадию транспортирования необходимо однозначно учитывать вертикальную нагрузку, определяемую собственным весом перевозимой конструкции, вводимым с общим коэффициентом динамичности, равным 1,6. При этом не учитываются соотношения частот собственных колебаний элементов конструкций в транспортном положении и частот вынужденных колебаний, вызванных внешними воздействиями в процессе транспортирования.

В соответствии с ГОСТ 11024—84 трехслойные стеновые панели на гибких связях при перевозке следует устанавливать в вертикальном положении на подкладки, расположенные только под внутренним несущим слоем. Наружный

Выводы

С вводом в действие в 1987 г. стандарта на железобетонные напорные трубы со стальным цилиндром вносятся изменения в конструкцию, повышающие ее трещиностойкость и обеспечивающие гарантированную классность и коррозионную стойкость.

При проектировании трубопроводов для орошения земель необходимо учитывать мощности поливной техники и сезонность эксплуатации сооружения с тем, чтобы не перегружать трубы. Для установления допустимых нагрузок на трубы предложено пользоваться графоаналитическим методом.

железобетонный слой имеет зазор с опорой 20...40 мм и при транспортировании может совершать свободные колебательные движения в вертикальной плоскости. Число колебаний в зависимости от расстояния перевозки, скорости автопоезда, частоты может достигать 200...300 тыс. и более. В гибких стальных связях, работающих при этом на изгиб в условиях двухстороннего цикла, может наступить усталостное разрушение. Как показывают расчеты, возможно и усталостное разрушение бетона внутреннего слоя в местах заделки гибких связей, что ухудшит работу конструкции в эксплуатационной стадии и снизит ее долговечность.

Таким образом, при транспортировании необходимо обеспечивать работу трехслойной конструкции без взаимного сдвига слоев. Выполнение этого условия возможно при несовпадении частот ко-

лебаний наружного бетонного слоя относительно внутреннего несущего слоя с диапазоном частот наиболее интенсивной части спектра внешних воздействий от неровностей дороги.

Анализ трехслойных стеновых панелей с гибкими связями различных видов для жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий показывает, что большинство конструкций имеет частотную реакцию подвески наружного слоя на спектр воздействий от дорожных неровностей, т. е. чувствительны к транспортным нагрузкам. При этом расчетный коэффициент динамичности для стеновых панелей длиной 6 м линейной разрезки для производственных и общественных зданий составляет 2,1...2,4, для стеновых панелей жилых домов — 1,8...3,22. Наименьший коэффициент динамичности получен для комбинированных трехслойных панелей с гибкими связями типа КТЖ для крупнопанельных жилых домов. Коэффициенты динамичности определяли по методике [1] с использованием полученной автором экспериментальной кривой (рис. 1). При этом область значений собственных частот колебаний элементов трехслойных конструкций в транспортном положении определяли по известной формуле

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{y_{ст}}},$$

где g — ускорение силы тяжести; $y_{ст}$ — прогиб конструкции или ее элементов от статической нагрузки, равной ее весу.

В процессе экспериментального исследования регистрировали вертикальные виброускорения, действующие в характерных точках системы ТС — СК: на седельно-сцепном устройстве тягача, на тележке полуприцепа, в середине нижней грани оконного проема панели на внутреннем и наружном бетонных слоях. Автопоезд состоял из тягача КамАЗ-5410 с панелевозом-полуприцепом ПП 1407.

Испытывали панели-близнецы типа КТЖ с внешними слоями из керамзитобетона марки М 100 и средним слоем из

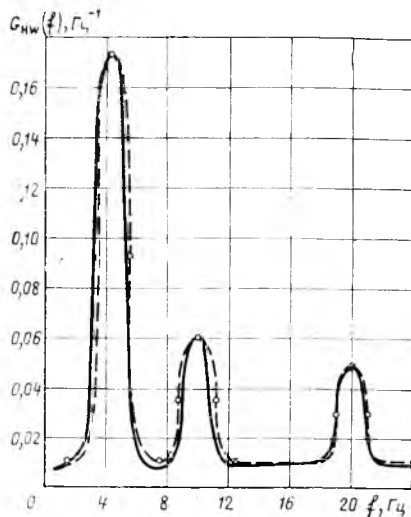


Рис. 1. Кривые осредненной нормированной спектральной плотности виброускорений элементов трехслойных панелей

— экспериментальная; — — — — — теоретическая

полистирольного пенопласта ПСБ-С. Схема исследуемых трехслойных панелей приведена на рис. 2. Панели перевозили в наклонном положении под углом к вертикальной плоскости 7°. Изучали также влияние способа опирания панелей на динамические параметры системы. В одном случае опирание осуществлялось на две деревянные подкладки только через внутренний слой. Во втором случае — на две опоры, установленные по всей толщине панели: внутренний слой — на деревянные подкладки, а наружный слой с выступом — на две подкладки из жесткой резины.

Измеряемые параметры регистрировали при движении по дорогам общего назначения с булыжным и асфальтобетонным покрытиями в Киевской обл. и в Киеве. Скорость движения в среднем составляла 60 км/ч, расстояние — более 120 км. Ускорения элементов системы ТС — СК фиксировали виброизмерительной аппаратурой ВИБ-5МА с индуктивными датчиками ДУ-5. Регистрацию параметров производили на осциллографе с помощью иллейфовых осциллографов Н-700 и Н-010.

В результате обработки опытных данных получили нормированные автокорреляционные функции и спектральные плотности реализаций ускорений элементов рассматриваемой системы. Характеристики исследуемых процессов, представленных в дискретном виде на перфокартах, вычисляли на ЭВМ ЕС 1030 с использованием программы Perfol по методике НИИСК [1, 2].

На рис. 1 показаны полученные кривые осредненных нормированных спектральных плотностей виброускорений элементов трехслойных конструкций при типичных условиях транспортирования (с возможной недогрузкой полуприцепа) и использовании широко распростра-

ренных тягачей типа КамАЗ. Экспериментальная кривая дискретно аппроксимируется трансцендентными функциями вида:

$1,5 < f < 3,5$	$G_{H\omega}(f) = 0,081 \sin$	$[0,785(f-3,5)] \pm 0,091$
$3,5 < f < 5,5$	$G_{H\omega}(f) = 0,081 \sin$	$[1,57(f-3,5)] \pm 0,091$
$5,5 < f < 7,5$	$G_{H\omega}(f) = 0,081 \sin$	$[0,785(f-1,5)] \pm 0,091$
$7,5 < f < 12,5$	$G_{H\omega}(f) = 0,025 \sin$	$[1,256(f-8,75)] \pm 0,035$
$12,5 < f < 18$	$G_{H\omega}(f) = 0,01$	
$18 < f < 22$	$G_{H\omega}(f) = 0,019 \sin$	$[1,57(f-19)] \pm 0,029$
$22 < f < 25$	$G_{H\omega}(f) = 0,01$	

На ВДНХ СССР

Газобетонные водонепроницаемые плиты покрытия

Минским НИИСК совместно с Киевскими НИИСК и НИИСК разработана технология изготовления газобетонных водонепроницаемых плит покрытия и устройства из них крыш. Исследованы свойства газобетона, пропитанного нефтяными композициями. В длительных условиях (от 15 до 5 лет) проверены строительные, эксплуатационные и технико-экономические показатели теп-

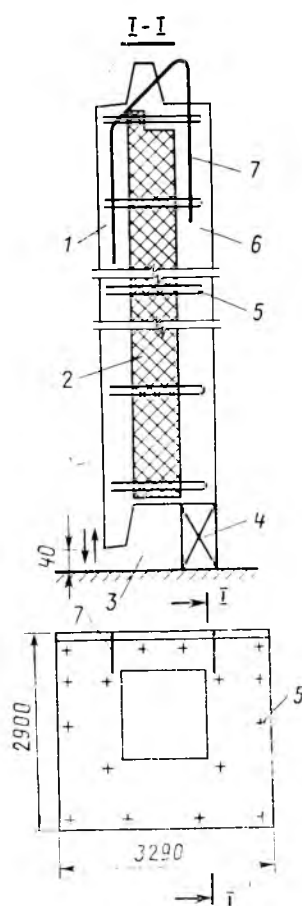
лых крыш зданий из таких плит. Гидроизоляционные свойства, долговечность и трудоемкость кровель из газобетонных плит превосходят аналогичные показатели с использованием рулонных, мастичных и шиферных кровель.

Газобетонные водонепроницаемые плиты предназначены для устройства наклонных крыш зданий различного назначения (кроме производственных зданий с крановыми нагрузками и помещений с мокрым режимом эксплуатации).

Пропиточную гидроизоляцию газобетонных плит покрытия осуществляют одним из трех способов: пропиткой петролатумно-битумно-мазутной композицией наружного слоя готовых изделий; двукратным нанесением пропиточной композиции в процессе изготовления плит; двукратным нанесением пропиточной композиции на нагретую поверхность смонтированных плит.

Технические характеристики таковы:

Рис. 2. Схема исследуемой трехслойной панели типа КТЖ



где f — собственная частота колебаний элементов конструкции; $G_{H\omega}(f)$ — нормированная спектральная плотность ускорений в диапазоне значений частоты f .

Кривая осредненных нормированных спектральных плотностей виброускорений имеет три максимума: на частотах 4,43; 10,02 и 20,125 Гц. Первые два участка отвечают собственным колебаниям поддресорных масс соответственно на подвеске и шинах, третий — соответствует собственным изгибным колебаниям несущей системы полуприцепа с грузом. Особенностью колебаний автопоезда является то, что после третьего максимума на частотах выше 23 Гц значение нормированной спектральной плотности не превышает 0,01.

Используя экспериментальную кривую или предложенные дискретные трансцендентные функции в требуемом диапазоне частот, можно по методике [1] определить коэффициенты динамичности соответствующих конструкций. В ряде случаев они значительно больше, чем коэффициент 1,6, рекомендуемый СНиП по проектированию железобетонных конструкций, и достигают 2,4...3,22.

Выполненные исследования показали, что при проектировании трехслойных железобетонных стеновых конструкций необходимо производить расчет подвески наружного слоя на стадию транспортирования с учетом динамических параметров панелей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методические рекомендации по определению нагрузок на строительные конструкции при перевозке автотранспортом / НИИСК. — Киев, 1980. — 38 с.
2. Лисовец А. П. Вибродинамические воздействия на грузовых платформах специализированных автопоездов при перевозке длинномерных строительных конструкций: Автореф. дисс. канд. техн. наук. — Киев, 1983. — 21 с.

плотность газобетона — 700 кг/м³, прочность на сжатие — 3,5 МПа, морозостойкость — 35 циклов, глубина пропитки поверхности — 10 мм. Пропиточная композиция — петролатумно-битумный раствор (расплав) в мазуте. Водонепроницаемость — от 0,005 до 0,1 МПа/30 мин, морозостойкость поверхности — 150 циклов, полезная нагрузка — от 150 до 400 кгс/м². Стоимость — от 18,76 до 23,73 р/м².

Применение газобетонных водонепроницаемых плит, совмещающих несущую, тепло- и гидроизолирующую функции, позволяет уменьшить трудоемкость устройства крыш, ликвидировать сезонность кровельных работ, увеличить долговечность, исключить применение традиционных кровельных материалов.

Экономический эффект от применения составляет 5,31 р/м², при производстве на линии пропитки мощностью 10,0 тыс. м³ в год равен 231 тыс. р.

Прочность и деформативность керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении

Одной из актуальных проблем в области строительства является снижение собственной массы зданий и сооружений. Проектирование и возведение железобетонных конструкций из легких бетонов на пористых заполнителях позволяет получить существенный технико-экономический эффект и способствует решению этой проблемы.

Особенно эффективно использование легких бетонов в конструкциях зданий, возводимых в сейсмических районах, а также испытывающих динамические нагружения различной интенсивности. Поведение бетонов при динамическом нагружении описано в [1]. Анализ влияния высоких скоростей нагружения на прочностные и деформативные свойства легких бетонов на природных пористых заполнителях (прежде всего в диапазоне сейсмических воздействий) изложен в работах [2, 3].

Нами изучены особенности деформирования конструкционного керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении аварийного типа, когда время нарастания нагрузки до максимального значения измеряется тысячными долями секунды.

В качестве опытных образцов были приняты призмы размером $100 \times 100 \times 400$ мм. Поскольку СНиП II-21-75 регламентирует величину начального модуля упругости легких бетонов в зависимости от их прочности и объемной плотности, образцы изготавливали из керамзитобетонных смесей двух различных составов бетона марки М 250, характеризующихся практически одинаковой средней объемной плотностью (табл. 1).

Для приготовления смесей использовали портландцемент Пикалевского завода активностью 36,0 МПа и керамзитовый гравий Обуховского ДСК крупностью 10...20 мм с водопоглощением 5,9% и объемно-насыпной плотностью в воздушно-сухом состоянии 688 кг/м³. Марка керамзита по прочности в цилиндре П150, объем межзерновых пустот — 45,1%.

Динамические испытания проводили на пневмодинамическом прессе ПДП-35. Де-

Таблица 1

№ состава	Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг				Осадка конуса, см	Объемная плотность, кг/м ³
	Ц	П	К	В		
1	660	330	420	250	20	1400
2	300	250	500	150	1	1350

Примечание. В составе № 1 — песок кварцевый, в составе № 2 — керамзитовый.

формации призм в продольном и поперечном направлении регистрировали тензорезисторами с записью процесса на осциллографе Н115.

Изменение динамического воздействия характеризовалось временем нарастания нагрузки до максимума, равным 0,007 с, временем спада — около 0,002 с (рис. 1). Скорость нагружения составила 4000 МПа·с⁻¹.

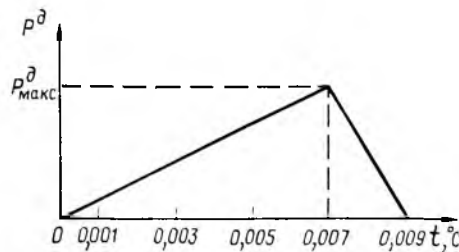


Рис. 1. Схема режима нагружения опытных образцов динамической нагрузкой

Результаты испытаний представлены на графике (рис. 2). О характере деформирования керамзитобетона при статическом нагружении (кривая 1) свидетельствует изменение модуля деформаций E_ϵ на каждом этапе воздействия. Начальный модуль упругости при коэффициенте вариации $v=0,069$ равен $E_\epsilon=13600$ МПа. В процессе деформирования наибольшее значение коэффициента вариации модуля деформаций не превышало 0,17. В предельном состоянии $E_\epsilon=8600$ МПа ($v=0,108$). Призмчатая прочность керамзитобетона оказалась равной $R_{пр}=20,1$ МПа ($v=0,085$), при этом предельные деформации достигли значения $\epsilon_{\epsilon}^{пр}=234 \cdot 10^{-5}$ ($v=0,063$).

При динамическом нагружении (кривая 2) эти характеристики соответственно составили: $\bar{E}_0^d=19000$ МПа ($v=0,076$), $\bar{E}_\epsilon^d=13500$ МПа ($v=0,148$), $\bar{R}_{пр}^d=28,4$ МПа ($v=0,091$), $\epsilon_{\epsilon}^{пр}=-212 \cdot 10^{-5}$ ($v=0,097$). Зафиксированные в перпендикулярном направлении к главным сжимающим напряжениям предельные деформации керамзитобетона при растяжении достигли значения $\bar{\epsilon}_{\epsilon}^d=37 \cdot 10^{-5}$. Коэффициент Пуассона оказался равным $\mu=0,175$. Кривая 2 является менее криволинейной, что свидетельствует о более упругой работе керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении по сравнению со статическим.

Поскольку прочность керамзитобетона определялась прочностью растворной матрицы, процесс деформирования этого бетона по сравнению с равнопрочным тяжелым бетоном носил значительно более хрупкий характер. Вследствие этого экспериментальная зависимость $\sigma_\epsilon - \epsilon_\epsilon$ при статическом и при кратковременном динамическом режимах нагружения характеризуется большими коэффициентами упругости (меньшими долями пластических деформаций) по сравнению с равнопрочным тяжелым бетоном в аналогичных условиях нагружения.

Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод о том, что вследствие явления запаздывания пластических деформаций прочность керамзитобетона увеличилась на 41%. Коэффициент упрочнения тяжелого бетона марки М 250 в аналогичных условиях нагружения составляет $k_y^d=1,29$ [1]. Таким образом, степень динамического упрочнения керамзитобетона оказывается на 9% выше, чем равнопрочного тяжелого бетона. У легких бетонов на природных пористых заполнителях отмечено аналогичное явление [2]. На первый взгляд, это кажется труднообъяснимым, поскольку известно, что материалы, характеризующиеся большими пластическими деформациями, характеризуются и большей степенью динамического упрочнения. В то же время процесс деформирования керамзито-

бетона представлен меньшими долями пластических деформаций. Однако противоречия здесь нет — на каждом из этапов нагружения абсолютные значения относительных деформаций керамзитобетона оказываются большими (по сравнению с тяжелым бетоном), что и предопределяет большую степень его динамического упрочнения.

Предельные деформации керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении несколько уменьшились. Несмотря на это окончательный вывод о влиянии скорости нагружения на предельную деформативность бетона делать преждевременно.

В наших опытах увеличение начального модуля упругости керамзитобетона из-за скоростного нагружения составило 39%. При испытании легких бетонов на природных пористых заполнителях нагрузкой сейсмического типа было зафиксировано увеличение начального модуля упругости на 15...30% [2]. Это свидетельствует об общем качественном характере поведения легких бетонов при высоких скоростях нагружения, независимо от вида заполнителя. Более значительное увеличение начального модуля упругости керамзитобетона в наших опытах, очевидно, обусловлено не столько отличием в составах, сколько различным характером нагружения.

Полученная экспериментальным путем диаграмма σ_6 — ϵ_6 при кратковременном динамическом нагружении (см. рис. 2, кривая 2) может быть аппроксимирована зависимостью

$$\sigma_6^d = R_{пр}^d \frac{\epsilon_6^d}{\epsilon_6^{пр}} \left(2 - \sqrt[4]{\frac{\epsilon_6^d}{\epsilon_6^{пр}}} \right), \quad (1)$$

УДК 691.327:539.4

С. Г. ГОЛОВНЕВ, д-р техн. наук, А. Б. ВАЛЬТ, М. М. ГОЛЬДЕНБЕРГ, кандидаты техн. наук (Челябинский политехнический ин-т)

Прочность выдерживаемого при различных температурах бетона

Прочность бетона является основным показателем его качественных характеристик и поэтому при производстве бетонных работ, особенно в зимний период, необходим ее прогноз и контроль.

Многообразие технологических факторов: В/Ц, активность, вид и расход цемента, качество заполнителей, температурно-влажностный режим и т. д. — затрудняет вывод строгой математичес-

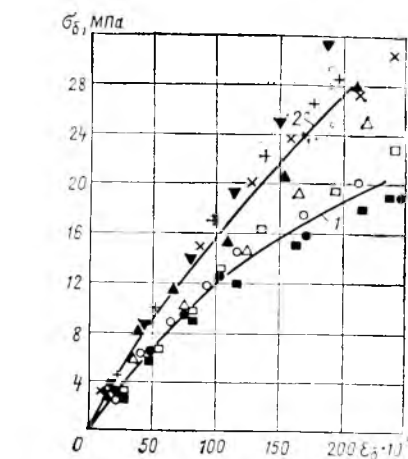


Рис. 2. Диаграмма «напряжения — деформации» для опытных образцов

1 — при статическом нагружении; 2 — при динамическом нагружении ○ — ПС-1; ● — ПС-2; □ — ПС-3; ■ — ПС-4; ▽ — ПД-1; ▲ — ПД-2; + — ПД-45; × — ПД-5; Δ — ПД-3

Таблица 2

№ п. п.	Вре-мя, с	$\epsilon_6^d \cdot 10^3$	σ_6^d , МПа	Δ , %
1	0,002	15,9	3,26/3,15	+3,5
2	0,003	40,5	7,67/7,26	+5,4
3	0,004	81,7	13,2/13,28	—0,6
4	0,005	122,1	18,18/18,4	—1,2
5	0,006	160,9	22,86/22,9	—0,2
6	0,007	212,0	28,4/28,4	0

Примечание. Перед чертой — экспериментальное значение, после черты — теоретическое, определенное по формуле (1).

где ϵ_6^d — деформации бетона на искомом уровне динамического нагружения.

Результаты вычисления по формуле (1) и экспериментальные значения σ_6^d (табл. 2) свидетельствуют об их высокой сходимости: наибольшее отклонение не превышает 5,4%.

Выводы

Проектирование конструкций зданий и сооружений, которые могут подвергаться кратковременному динамическому нагружению, из керамзитобетона марок М 200...М 300 с объемной плотностью 1300...1400 кг/м³ способствует существенному снижению их собственной массы и расчетной нагрузки, действующей на эти конструкции. Прочностные свойства керамзитобетона позволяют с успехом применять его для таких сооружений.

Процесс деформирования керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении по сравнению с равнопрочным тяжелым бетоном в аналогичных условиях нагружения характеризуется большей степенью динамического упрочнения, несколько большими предельными деформациями, большим коэффициентом упругости и значительно меньшим начальным модулем упругости.

Выражение (1) может быть использовано при определении усилий, воспринимаемых сжатой зоной бетона изгибаемых и внецентренно сжатых керамзитобетонных элементов, испытывающих динамическое нагружение аварийного типа, при известном уровне деформаций бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. — М.: Стройиздат, 1970. — 272 с.
2. Евсеева С. Н. Влияние скорости нагружения на прочность и деформативность легких бетонов: Тез. докл. Всесоюз. конф. по легким бетонам. Сб. № 5. — Ереван, 1970. — 41 с.
3. Пирадов А. Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1973. — 135 с.

вов при температуре 0...90°C получена следующая зависимость прочности бетона от различных технологических факторов [3]:

$$R_6 = R_{28} - A e^{-B Q \tau}, \quad (1)$$

где R_6 — прочность бетона, % R_{28} ; R_{28} — прочность бетона, которую он набирает в течение 28 сут. нормально хранения (температура среды $t=20^\circ\text{C}$,

Таблица 1

Марка цемента	R_c , МПа	B/C	О. К., см	R_{28} , %
300	10	0,8—0,9	3—5	26—28
400	20	0,6—0,7	3—5	43—45
300	20	0,7—0,8	3—5	29—31
400	30	0,5—0,6	5—8	46—48
400	20	0,6—0,7	3—5	32—34
500	30	0,6—0,7	5—8	52—54
400	30	0,5—0,6	5—8	37—39
500	40	0,4—0,5	5—8	58—60

Примечание. Над чертой — для шлакопортландцемента, под чертой — для портландцемента.

влажность $W=90\ldots 100\%$), т. е. 100%; A — коэффициент начальной прочности бетона; B — коэффициент темпа твердения; τ — время твердения бетона при заданной температуре; $Q = (0,6 + 0,02t)^n$ — переходной температурный коэффициент.

Здесь t — температура выдерживания бетона; n — показатель степени, зависящий от вида, марки и расхода цемента.

При обработке экспериментальных данных получена зависимость коэффициентов A , B и n от трехсуточной прочности бетона нормального твердения [4]

$$A = \frac{292}{\sqrt[3]{R_3}}; B = 7,3/100 - R_3;$$

$$n = 1,4 + \frac{50}{R_3}.$$

Значение относительной прочности бетона в возрасте 3 сут. нормального хранения (R_3 в % R_{28}) необходимо определять для каждого вида и состава бетонной смеси. Ориентировочные значения R_3 можно принимать по табл. 1.

Как уже отмечалось, по формуле (1) можно прогнозировать и контролировать прочность бетона, выдерживаемого по заданному режиму при условии, что начальная прочность бетона равна 0 ($\tau=0$, $R_0=0$) и температура выдерживания бетона постоянна ($t=\text{const}$).

Однако в практике строительства нередко приходится определять прочность бетона, подвергнутого тепловому воздействию после достижения им определенной прочности по иному режиму. Допустим, прогрев бетона в конструкции осуществляется одним из методов термообработки и до замораживания бетон приобрел определенную (не ниже критической) прочность. Затем, в период оттаивания, бетон подвергается тепловому воздействию t_1 ; τ_1 (где τ_1 — время теплового воздействия; t_1 — средняя темпе-

ратура выдерживания бетона).

Кроме того, при производстве бетонных работ в зимнее время приходится определять прочность бетона, выдерживаемого при различных температурных режимах. В частности, при бетонировании конструкций методом электропрогрева набор прочности бетоном осуществляется по трем стадиям: подъем температуры бетона ($t_{\text{под}}$, $\tau_{\text{под}}$), изотермический прогрев ($t_{\text{из}}$, $\tau_{\text{из}}$), остывание бетона до температуры 0°C ($t_{\text{ост}}$, $\tau_{\text{ост}}$). В этом случае расчет прочности бетона по формуле (1) по средней температуре

$$t_{\text{под}} \tau_{\text{под}} + t_{\text{из}} \tau_{\text{из}} + t_{\text{ост}} \tau_{\text{ост}}$$

$$\tau_{\text{под}} + \tau_{\text{из}} + \tau_{\text{ост}}$$

и общему времени

$$\tau_{\text{под}} + \tau_{\text{из}} + \tau_{\text{ост}}$$

приводит к значительной погрешности. Необходимо получить формулу расчета прочности бетона, учитывающую переменный температурный режим выдерживания.

Обозначим через τ_0' время, в течение которого бетон с нулевой начальной прочностью при средней температуре t_1 приобретает прочность R_0 . Тогда, используя формулу (1), можно определить суммарную прочность R_1 :

$$R_1 = R_{28} (R_{28} - R_0) e^{-BQ\tau_1}, \quad (2)$$

где $Q_1 = (0,6 + 0,02 t_1)^n$.

Если бетон выдерживается по составному режиму, прочность его является функцией нескольких температурных режимов

$$R_6 = f(t_1 \tau_1; t_2 \tau_2; \dots; t_k \tau_k).$$

Произведя соответствующие математические преобразования прочности на каждом этапе, получим формулу для расчета прочности бетона в конце k -го режима

$$R_k = R_{28} - A e^{-B(Q_1 \tau_1 + Q_2 \tau_2 + \dots + Q_k \tau_k)}, \quad (3)$$

где $Q_1 = (0,6 + 0,02 t_1)^n$, $Q_2 = (0,6 + 0,02 t_2)^n$, ..., $Q_k = (0,6 + 0,02 \times t_k)^n$.

По формуле (3) можно рассчитать прочность бетона, выдерживаемого по переменному температурному режиму.

Оценка предложенной методики расчета прочности бетона и ранее известных [1, 2] проведена сопоставлением расчетных данных с фактическими, полученными при испытании образцов, извлеченных из опытных конструкций

Таблица 2

Тип конструкций	Марка бетона	Метод бетонирования	Действительная прочность бетона, % R_{28}	Прочность бетона, % R_{28} по методикам		
				[1]	[2]	чпи
Фундамент в деревянной опалубке	М 200 ШПЦ 400	Предварительный электропрогрев	47,6	57,1	62,4	49,1
			72,3	63,0	76,2	68,5
			32,8	40,3	39,3	35,1
То же, в металлической опалубке	М 200 ШПЦ 400	То же	57,4	51,2	59,5	57,6
			41,3	41,6	51,1	42,8
			50,7	37,5	55,6	46,6
Ростерк в деревянной опалубке	М 200 ШПЦ 400	Электропрогрев	32,6	34,0	42,7	33,2
			40,9	31,5	49,8	38,9
Балка в металлической опалубке	М 300 ПЦ 500	То же				

Примечание. Над чертой — зона действия на периферии, под чертой — в центре.

(табл. 2). Сравнение показало достаточную надежность предложенных формул. Расхождение расчетных данных по прочности бетона с действительными не превышает 8%.

Простота расчетов по предлагаемым формулам и обеспечение необходимой для практических целей точности позволяет прогнозировать и контролировать прочность бетонов, выдерживаемых при постоянных и переменных температурных режимах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Арбенев А. С. Технология бетонирования с электропрогревом смеси. — М.: Стройиздат, 1975. — 108 с.
- Ганли В. П. Расчет нарастания прочности бетона при различных температурах выдерживания // Бетон и железобетон. — 1974. — № 8. — С. 29—31.
- Вальт А. Б. Прогнозирование прочности предварительно разогретого бетона в зимнее время // Рекомендации по производству бетонных работ в зимнее время. — Новосибирск: Западно-Сибирское книжное изд-во, 1979. — С. 55—59.
- Головнев С. Г. Оптимизация методов зимнего бетонирования. — Л.: Стройиздат, 1983. — 232 с.

На ВДНХ СССР

Плиты для ленточных фундаментов с вырезами

Институтом строительства и архитектуры Госстроя БССР совместно с НИИОСП и Белгоспроектм разработана конструкция железобетонных плит для ленточных фундаментов с вырезами серии Б 1.112.1-5. Фундаменты предназначены для жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий.

От типовых предложенные плиты отличаются наличием вырезов по длине фундамента, что позволяет благоприятно распределять контактные напряжения и передавать давление на основание, снижая усилия в критическом сечении. Рассчитаны они на среднее значение контактных напряжений 0,15...0,6 МПа, их ширина 1000...3200 мм.

Плиты применяются вместо сплошных фундаментов аналогичных габаритов и несущей способности, при этом не требуется выполнять перерасчет основания и перерабатывать рабочие чертежи здания. Изготавливать плиты можно в формах, предусмотренных для производства типовых фундаментов с установкой вкладышей, при этом технология остается практически неизменной.

По сравнению с типовым решением применение плит позволяет экономить до 20...25% бетона и 15...18% стали. С учетом стоимости переезда экономия составляет в среднем 10...14 р. на одно изделие.

Разработанная документация включает альбом рабочих чертежей (три выпуска), технические условия на изготовление фундаментов, а также рабочие чертежи вкладышей, выполненные КТБ и ОП при ИСиА Госстроя БССР.

И. М. ГРУШКО, д-р техн. наук, А. Г. ОЛЬГИНСКИЙ, Ю. М. МЕЛЬНИК, кандидаты техн. наук (ХАДИ); И. Г. ЛЬВОВСКИЙ, инж. (ПО Сумжелезобетон)

Активация заполнителей цементного бетона

Прочность бетона определяется прочностью слагающих его компонентов и качеством их сцепления. Это особенно актуально для тяжелого бетона, в котором прочность сцепления заполнителей с цементным камнем во многом определяет прочностные и эксплуатационные свойства материала. Формирование контакта цемента с заполнителем обусловлено комплексом физико-химических процессов, причем в начальный момент преимущественное влияние оказывают коллоидно-химические и электроповерхностные явления в зоне контакта.

В результате исследований электроповерхностных свойств заполнителей и коллоидно-химических процессов в контактной зоне разработан способ активации поверхности заполнителей и процессов контактообразования смачиванием заполнителей цементного бетона разбавленными растворами электролитов, в частности, гидролизующихся солей с кнелой реакцией*. При концентрации раствора такой соли, соответствующей ее полному гидролизу, образующиеся поликатионные гидролизные комплексы адсорбируются на заполнителе, снижают его поверхностный заряд и уменьшают толщину сольватной оболочки, создавая, таким образом, благоприятные условия для последующего образования контакта с цементом. Эффективная концентрация гидролизующейся соли меньше используемой, принятой в технологии бетона. Таким образом, от традиционной технологии цементного бетона предлагаемая отличается предварительной обработкой крупного и мелкого заполнителя разбавленным раствором гидролизующейся соли, не препятствующей введению в бетонную смесь пластифицирующих добавок с водой затворения.

Установлено, что активация заполнителей повышает прочность бетона, особенно, на растяжение при изгибе. В зависимости от вида соли, марки и вида бетона прирост прочности при сжатии после пропаривания составляет в среднем 20...32%, а при изгибе 23...38% (см. таблицу). Показатель отношения прочности при изгибе к прочности при сжатии увеличивается в среднем на 10%. Исследование структуры контактной зоны позволило установить, что активация заполнителя положительно изменяет структуру как на макро- так и на микроуровне. Это

Вид соли	Марка бетона	Прочность бетона после пропаривания, %	
		при сжатии	при изгибе
Хлорид железа	200	127	138
	300	125	128
	500	120	124
Хлорид алюминия	200	132	126
	300	130	126
	500	121	123

способствует не только упрочнению контакта цементного камня с заполнителем, но и повышению эксплуатационных свойств бетона. Так, водопоглощение бетона снижается в среднем на 20%, морозостойкость увеличивается на 1...2 марки, коррозионная стойкость в среде сульфата натрия не уступает таковой обычного бетона.

Основным фактором, влияющим на эффективность активации заполнителя, является концентрация раствора соли. Оптимальной является область концентрации гидролиза соли с $pH = 3...4$. При высоких концентрациях (свыше 10%) возможен спад долговременной прочности бетона, вызванный деструктивными процессами в контактной зо-

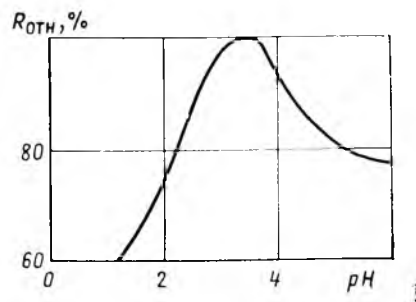


Рис. 1. Влияние концентрации раствора гидролизующейся соли с кислой реакцией (pH) на относительную прочность бетона с активированным заполнителем ($R_{отн}$)

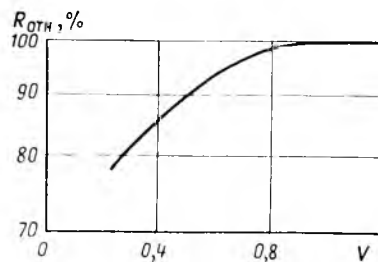


Рис. 2. Влияние количества обрабатывающего раствора соли (V — в долях от водопоглощения заполнителя) на относительную прочность бетона с активированным заполнителем $R_{отн}$

не из-за кристаллизационных напряжений (рис. 1). На эффективность активации влияет также количество обрабатываемого раствора. Максимальный эффект достигается при полном смачивании всей поверхности заполнителя, равном его водопоглощению (рис. 2). На свойства бетона с активированным заполнителем влияет и удобоукладываемость бетонной смеси. Оптимальными, с этой точки зрения, являются жесткие, малоподвижные и подвижные смеси. В литых смесях сказывается эффект разбавления и смывания активных структурообразующих элементов. Время смачивания заполнителя зависит от его естественной влажности и составляет 1...2 мин. Относительная прочность бетона, представляющая собой отношение максимальной прочности к частной, составляет для жестких смесей 90...98%, малоподвижных 95...100%, подвижных — 90...100%, литых — 80...90%.

Разработанный способ активации заполнителей цементного бетона испытан и внедрен на головном предприятии ПО Сумжелезобетон по следующей технологии. Поскольку на заводе используют пластифицирующую добавку на основе СДБ, модифицированной цементом, то активирующую соль вводят в качестве одного из компонентов добавки. Для активации заполнителя используют двухвалентное сернокислое железо. Готовую добавку разбавляют в воде затворения до оптимальной концентрации и подают через дозатор АВДЖ-1200. При изготовлении бетонной смеси с активацией заполнителя изменяется последовательность смешения компонентов. Вначале загружают песок и щебень, которые смачивают непосредственно в смесителе 30% воды затворения с добавкой в течение 1 мин. После этого засыпают цемент, перемешивают его до равномерного распределения по поверхности заполнителя и заливают остальную воду затворения.

Испытаниями установлено, что активация заполнителя способствует повышению прочности изделий после пропаривания, стабилизации их отпускной прочности и снижает расход цемента на 7...15% в зависимости от вида и марки бетона. Кроме того, уменьшилось отрицательное влияние пылевато-глинистых примесей, присутствующих на поверхности заполнителя, что немаловажно при использовании на заводе кремнецугского гранитного щебня с содержанием таких примесей свыше 3%. Внедрение осуществлено, практически, без дополнительных затрат, поскольку приготовление активирующего раствора сернокислого железа было организовано на действующей технологической линии выпуска добавок. В 1984 г. в ПО Сумжелезобетон было изготовлено свыше 150 тыс. м³ бетона на активированном заполнителе и сэкономлено до 4,5 тыс. т цемента.

Таким образом, активация заполнителей растворами электролитов позволяет получить бетоны с повышенными прочностными и эксплуатационными свойствами. Способ прост в осуществлении, позволяет снизить отрицательное влияние пылевато-глинистых примесей и стабилизировать отпускную прочность бетона.

* А. с. 833819 СССР, МКПЗ С 04 В 31/40. Способ активации заполнителя для бетона / А. Г. Ольгинский, Ю. А. Спирин, А. Н. Плугин, Н. Н. Селиванов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1981. — № 20. — С. 81.

А. с. 1047872 СССР, МКПЗ С 04 В 31/40. Способ активации заполнителя для бетона / А. Г. Ольгинский, И. М. Грушко, Ю. А. Спирин и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 38. — С. 81.

Комплекс КАПО-ТЕСТ для определения прочности бетона

На IX Международном конгрессе ФИП в 1982 г. в Стокгольме различные зарубежные фирмы демонстрировали свои разработки для контроля качества бетона. Наибольший интерес представлял комплекс КАПО-ТЕСТ (CAPO-TEST SYSTEM C-100) датской фирмы «Гегтапп», предназначенный для неразрушающего определения прочности бетона в диапазоне 10...70 МПа [1]. НИИ строительства Госстроя ЭССР приобрел этот комплекс в 1983 г. и провел его испытания.

По принципу работы КАПО-ТЕСТ относится к методу отрыва со скалыванием, но имеет некоторые отличия от известного отечественного прибора ГПНС 4. При использовании комплекса КАПО-ТЕСТ исключено боковое давление анкера на бетон и возможность его проскальзывания в отверстии, что повышает точность контроля. Согласно предложенной фирмой методике в изучаемом месте бетона сверлят отверстие диаметром 18 и глубиной 50 мм (рис. 1). Специальной фрезой на глубине 25...35 мм фрезеруют кольцевую канавку, затем пружинная анкерная шайба фиксируется конусным наконечником анкера, заполняя почти весь объем канавки. Гидравлическим динамометром, погрешность которого по данным фирмы не превышает 0,3%, определяют усилие вырыва анкера из бетона. Вместе с анкером из изделия вырывается бетонный усеченный конус, размеры которого определяются размерами кольцевой канавки и опорного цилиндра динамометра. Между усилием вырыва анкера и прочностью бетона имеется линейная зависимость (рис. 2).

Теоретические исследования процесса вырыва анкера из бетона проведены Оттосеном [2] с применением метода конечных элементов. Наряду с трещинообразованием учтено упрочнение и разупрочнение материала соответственно до и после разрушения. Проверены критерии прочности при различных соотношениях растягивающих (максимальных) и сжимающих главных напряжений. Бетон рассматривается как нелинейный упругий материал, заданный шестью параметрами: начальным модулем упругости и коэффициентом Пуассона, прочностью на сжатие и растяжение, параметром нелинейности деформации и параметром разрушаемости, который определяет уровень деформации в разрушающемся объеме бетона. В результате получены картины радиальных и круговых трещин на разных этапах нагружения, а также поля главных напряжений (рис. 3). Несмотря на то, что напряженное состояние весьма неоднородно, основная часть разрушающих напряжений сконцентрирована в узкой полосе между краем анкерной шайбы и опорным цилиндром динамометра. При этом в зоне разрушения происходит дробление материала под воздействием напряжений сжатия, а не растрескивание под воздействием растягивающих напряжений. Это и является главной причиной линейной связи между силой вырыва анкера и прочностью бетона на сжатие.

Стандарт Дании признает результат проверки приемлемым, если проектная прочность бетона превышает нижнюю доверительную границу, отклоняющуюся от среднего арифметического значения

стандарта на 2,5...1,43 в зависимости от числа замеров (от 3 до 50). Для эксплуатационных сооружений допускается применять еще коэффициент пересчета 0,9.

В настоящее время применение такого метода стандартизировано ISO/DIS 8046 [3], ASTM C900—82 и др.

Испытания образцов-кубов с ребром 200 мм из крупнозернистого бетона нормального твердения марки М300...М600 (см. таблицу) показали линейную зависимость «прочность бетона (R) — показание КАПО-ТЕСТ (P)»

$$R = -5,70 + 1,35 P. \quad (1)$$

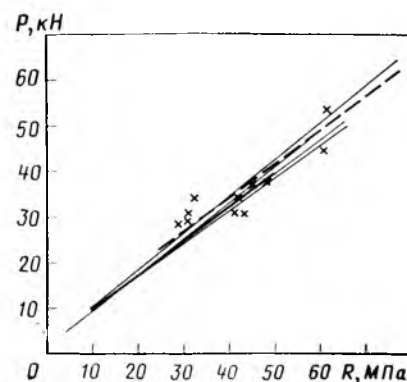


Рис. 2. Градуировочные зависимости «кубиковая прочность бетона (R) — показание КАПО-ТЕСТ (P)»

— по испытаниям различных зарубежных организаций; — — — по испытаниям НИИ строительства

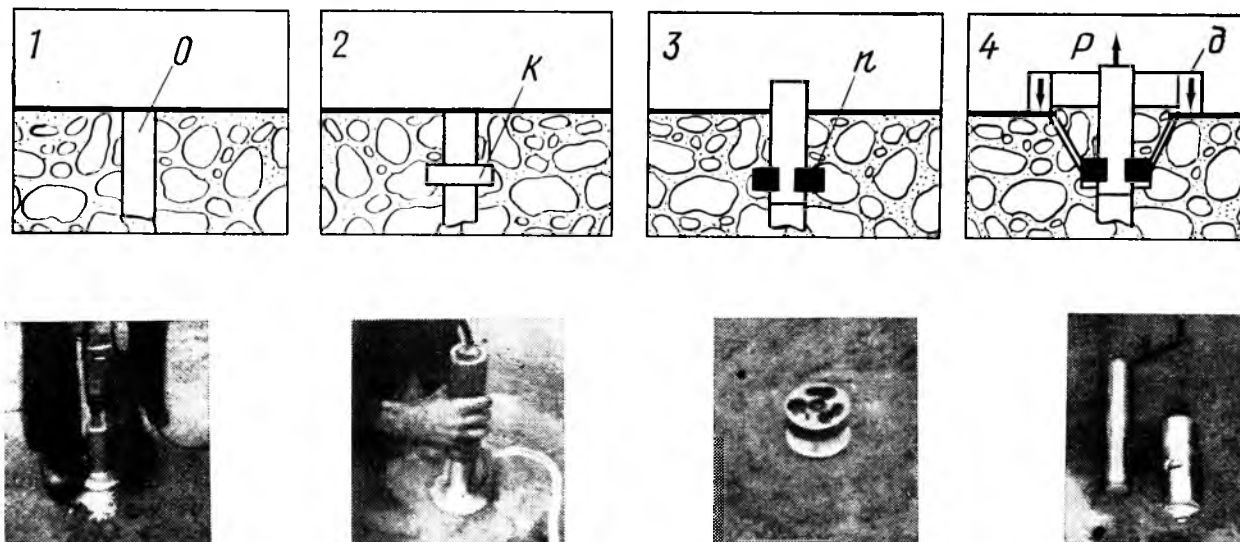


Рис. 1. Процесс определения прочности бетона комплексом КАПО-ТЕСТ

1 — высверливание отверстия (o); 2 — фрезерование кольцевой канавки ($к$); 3 — фиксирование анкера ($п$); 4 — вырыв анкера из бетона динамометром ($д$)

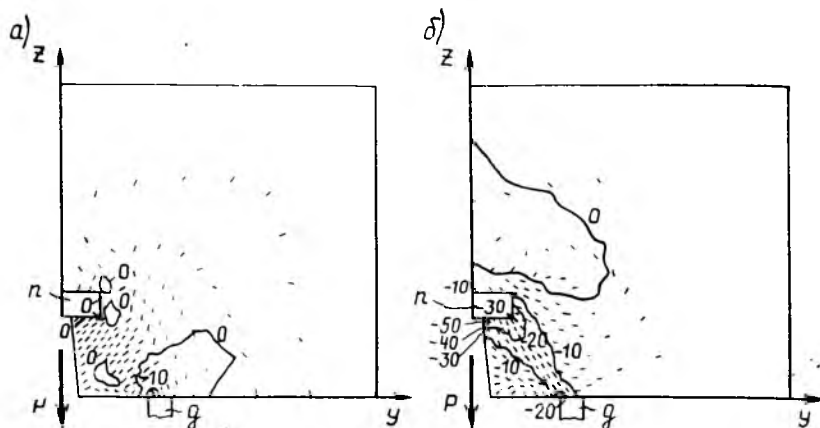


Рис. 3. Моделированное напряженное состояние в бетоне при вырыве анкера
а — распределение и направление максимальных (растягивающих) главных напряжений, б — то же, минимальных; z, y — координатные оси; п — пружинная анкерная шайба; а — опорный цилиндр динамометра. Цифрами показаны относительные напряжения (сжатие)

№ образца	Кубиковая прочность бетона R , МПа	Показание КАПО-ТЕСТ P , кН	Показание ВСМ-4 $\bar{X}_t$, В
1	41,0	30,5	1,05
2	31,3	34,0	0,98
3	60,2	44,0	1,97
4	47,9	37,0	1,29
5	42,6	31,0	0,95
6	45,1	36,0	1,08
7	60,9	53,0	1,58
8	30,2	29,5	0,92
9	42,2	33,0	1,20
10	30,4	31,0	1,09
11	29,3	29,0	0,89

При этом коэффициент корреляции $r_{P/R} = 0,87$, остаточное стандартное отклонение $S = 5,9$ МПа, коэффициент эффективности $F_{эф} = 3,7$. Полученная зависимость практически совпадает с предельной фирмой (в диапазоне 10...70 МПа)

$$R = -3,33 + 1,33P. \quad (2)$$

при коэффициенте корреляции $r = 0,96$.

КАПО-ТЕСТ наряду с положительными свойствами имеет также недостатки. Его нельзя рекомендовать для массового контроля выпускаемых железобетонных изделий из-за значительных трудовых затрат и продолжительности определения прочности на одном участке (5...10 мин физических операций и время на статистические вычисления). Кроме того, поверхности проверяемых изделий разрушаются в местах отрыва.

Комплекс КАПО-ТЕСТ незаменим при корректировке градуировочных характеристик устройств массового контроля прочности бетона готовых изделий, например склерометрических или ультразвуковых приборов. Особенно важно его использование при контроле прочности старых бетонов, когда невозможна пред-

варительная градуировка склерометров или ультразвуковых приборов на кубиках. С этой точки зрения, интересна корреляция между показаниями КАПО-ТЕСТ (P) и комплекса ВСМ-4 — ($\bar{X}_t$), предназначенного для массового контроля прочности и однородности бетона, разработанного в НИИ строительства [4].

Испытаниями кубиков (см. таблицу) была определена зависимость

$$P = 13,73 + 18,23\bar{X}_t. \quad (3)$$

При этом коэффициент корреляции

$$r_{X/P} = 0,82, S = 4,41 \text{ МПа}$$

$$\text{и } F_{эф} = 2,7.$$

Таким образом, комплекс КАПО-ТЕСТ целесообразно использовать не только при ответственных экспертизах, но и для привязки других неразрушающих методов контроля прочности бетона к конкретным производственным условиям изготовления изделий или возведения конструкций и сооружений.

В настоящее время в НИИ строительства составлена документация и проведена метрологическая аттестация КАПО-ТЕСТ как нестандартного оборудования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Germann equipment for pull-out concrete testing ASTM C900:Catalog LC-80.//Germann Petersen Manufacturing Aps. Denmark, 1980.
2. Ottosen N. S. Nonlinear finite element analysis of pull-out test. Proceeding. ASCE//Journal of the Structural Division.—1981.—Vol. 107.—St.4.
3. Concrete, hardened—Determination of pull-out strength//Draft International Standard ISO/DIS 8046, 1983-06-23.
4. Саммал О. Ю., Рульков А. А., Тальберг П. Л. Склерометрический магнитоупругий метод для определения прочности бетона // Бетон и железобетон. — 1983. — № 2. — С. 18—20.

УДК 691.327:539.4

М. З. КАГАН, канд. техн. наук (Очаковский завод ЖБК Мосметростроя)

Фактическая прочность на сжатие бетона блоков тоннельной обделки

Наше представление о свойствах бетона в изделиях достаточно условно по многим причинам, в том числе и потому, что данные по ним основаны на контрольных образцах. Это особенно характерно для производственных условий, где влияние случайных факторов наиболее значительно.

Для получения данных по фактической прочности бетона в блоках тоннельной обделки на действующей технологической линии завода был изготовлен неармированный блок, который затем распиливали на кубы с ребром 20 см.

Средняя прочность на сжатие по результатам испытаний образцов составила 44,5 МПа при коэффициенте вариации

15%. Фактическая наименьшая прочность образца равнялась 30,8, а наибольшая 57,6 МПа.

Блок, разделенный по длине на две части поперечной осью симметрии, показывает следующие результаты: левая его часть имеет среднюю прочность 43,2 МПа и коэффициент вариации 17%, а правая — 45,9 МПа и 12% соответственно. Прочность на сжатие периферийной, промежуточной и центральной зон блока равна 43,9; 43,9 и 47,2 МПа, а коэффициенты вариации соответственно 17; 12 и 19%. Испытанные образцы образуют полосы на блоке, поэтому последний можно представить в виде либо поперечных, либо продольных полос.

Рассеивание результатов по прочности на сжатие по длине и по ширине блока оценивали дважды: сначала блок был представлен в виде поперечных полос, а затем — продольных. Разброс прочности по длине и ширине блока одинаков. Так как дисперсии равны, то сводная дисперсия для рассматриваемых результатов будет равна 6,6 МПа.

Имея среднюю прочность по полосам, можно проследить ее изменение по длине и ширине блока. На рисунке показаны полученные результаты. При сравнении поперечных полос между собой во всех случаях отмечено равенство дисперсий и средних. То же и для продольных полос.

Предложения по унификации основных характеристик и условных обозначений арматурных сталей

Действующая в настоящее время система классификации и обозначений арматурной стали разрабатывалась в 50-е годы [1] и была включена в главу СПиП 1-В.4-62, а также в Рекомендации СЭВ по стандартизации РС 78-59. В те годы это был прогрессивный шаг в унификации характеристик арматурных сталей, который позволил создать благоприятные условия для их производства и взаимозаменяемости.

В соответствии с действующей классификацией вся арматурная сталь делится на две основные группы — стержневую и проволочную (включающую арматурные канаты).

Значительным вкладом в унификацию прочностных характеристик стержневой арматуры явилось разделение этой группы на классы в зависимости от основных механических свойств, а не от марок стали, как это делалось ранее. При этом каждый класс стержневой арматуры характеризует только одно нормируемое значение R_a^H соответствующего показателя прочности стали.

Группа проволочной арматуры также разделена на классы, которые в отличие от стержневой характеризуют не один нормируемый показатель прочности стали, а серию таких показателей, зависящих как от диаметра проволоки или каната, так и от наличия периодического профиля.

До недавнего времени между группами стержневой и проволочной арматуры существовало различие в назначении нормативного сопротивления R_a^H арматуры: для стержневой арматуры — по гарантируемому пределу текучести стали $\sigma_{T(0,2)}$, для проволочной — по временному сопротивлению σ_b . В целях унификации с 1981 г. значение R_a^H для всех видов арматуры (исключая класс Вр-1) стали устанавливать только по соответствующему гарантированному значению $\sigma_{T(0,2)}$ стали. В результате [2] был сокращен общий диапазон значений R_a^H и унифицированы коэффициенты безопасности K_a по всем видам арматурной стали.

Вместе с тем сохраняется различный подход к классификации по прочности стержневой и проволочной арматуры. Это сдерживает дальнейшую унификацию характеристик арматурных сталей. Целесообразно установить единые для арматуры всех видов унифицированные классы прочности, каждый из которых будет характеризоваться только одним соответствующим нормируемым значением показателя прочности стали (R_a^H) независимо от технологии ее изготовления и условий применения.

В международных нормативных документах в настоящее время отсутст-

вуют единые классы прочности для всех видов ненапрягаемой и напрягаемой арматуры. Объясняется это тем, что в большинстве стран напрягаемую арматуру производят по специально разработываемым стандартам, отличающимся требованиями к уровню механических свойств. Вместе с тем, для ненапрягаемых видов арматуры уже приняты конкретные решения. Так, в Рекомендациях ЕКБ—ФИП со ссылкой на «Европормы-80» предлагается унифицированный ряд из трех классов прочности арматуры — S220, S400, S500, где число означает нормативное сопротивление стали в МПа. В проекте международного стандарта ISO на арматурную сталь рекомендуется практически тот же ряд классов — 300, 400 и 500. Оба ряда либо совпадают, либо близки классам прочности, принятым в национальных стандартах технических развитых стран.

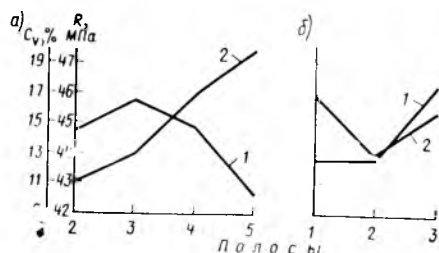
На сегодняшний день нормативные сопротивления всех видов арматурных сталей отечественного производства распределяются в основном в пределах двух диапазонов прочности: в диапазоне 240...1200 МПа, включающем все значения R_a^H стержневой арматуры и низкоуглеродистой проволоки (класса Вр-1), и в диапазоне 1000...1500 МПа, включающем все значения R_a^H высокопрочной проволочной арматуры.

В первом диапазоне уже многие годы действует ряд из семи классов прочности, установленный для группы стержневой арматуры. Накопленный опыт подтверждает целесообразность использования этого ряда в качестве унифицированного для всех видов арматурной стали в этом диапазоне прочности. Следует обратить внимание на отсутствие в действующем ряду класса прочности 500 МПа, который применяется во многих странах и рекомендуется в международных документах. В нашей стране накоплен уже немалый опыт в применении упрочненной вытяжкой арматуры класса А-IIIв с $R_a^H = 540$ МПа.

Как следует из [3], второй диапазон значений R_a^H целесообразно разделить на ряд классов прочности с интервалом в 100 МПа. Помимо экономической эффективности преимущество такого ряда в том, что он хорошо стыкуется с классами, установленными в предшествующем диапазоне прочности (240...1200 МПа). Это позволяет совместить оба ряда в диапазоне 1000...1200 МПа и охватить таким образом все виды применяемых в настоящее время арматурных сталей единым унифицированным рядом классов прочности: 240...1500 (см. таблицу).

Применение унифицированного ряда

Таким образом, в статистическом смысле прочность на сжатие бетона в блоке во всех его участках одинакова. Среднее значение C_v по поперечным и продольным полосам составляет 15%, но может достигать и 21%. Одновременно отмечаются случаи и более низких C_v (~8%) по сравнению со средним значением для всего блока. Хотя средние значения C_v для поперечных и продольных полос близки, однако их рассеивания сильно отличаются. Для поперечных полос коэффициент изменчивости для C_v составляет 35, а для продольных 14%. Для сравнения этот показатель для плотности в сухом состоянии в тех же образцах составляет соответственно 131 и 87%.



Прочность на сжатие $R_{сж}$ (1) и коэффициент вариации C_v (2) по поперечным (а) и продольным (б) полосам

Результаты по фактической прочности бетона в изделии можно сопоставить с расчетными и с данными, полученными на контрольных образцах. Это особенно важно для таких ответственных сооружений, как тоннели метрополитенов, срок службы которых составляет несколько сот лет, а условия эксплуатации не позволяют проводить всестороннее наблюдение за их состоянием.

Реализация предлагаемой методики в производственных условиях доступна для организаций, строящих метрополитены, так как они имеют оборудование для распиловки природного камня, используемого на отделку станций метро. Приведенные результаты основаны на распиловке одного блока, с увеличением числа которых они должны уточняться.

Новые книги

Константинополо Г. С. Примеры и задачи по механическому оборудованию заводов железобетонных изделий: Для техникумов.—2-е изд., перераб., доп.—М.: Высш. шк., 1986.—303 с

Хмельницкий Г. А., Грищенко В. Д. Эффективность реконструкции и технического перевооружения промышленных предприятий.—Киев: Будинельник, 1986.—145 с.

классов прочности при непрерывном пополнении сортамента арматурных сталей новыми, более эффективными видами позволит заранее установить требования к их прочностным характеристикам, сократить общее число действующих значений нормативных сопротивлений арматуры (с 20 до 11) и обеспечить условия для экономии высокопрочной проволочной арматуры [3].

Установление унифицированного ряда классов прочности для арматуры всех видов отечественного производства позволяет унифицировать также систему ее условных обозначений и классификации и привести их в соответствие с установленными в международных нормативных документах правилами. Так, Рекомендациями ЕКБ—ФИП и проектом стандарта ISO принято в обозначениях арматурных сталей приводить нормируемое значение показателя прочности, указывать состояние поверхности арматуры, уровень релаксационной стойкости. При этом применяется несколько иная, чем действующая у нас [4], терминология в классификации арматурных сталей.

Для всех видов арматуры отечественного производства целесообразно установить единую систему классификации и условных обозначений. Все виды арматурной стали предлагается разделить на соответствующие классы в зависимости от технологии изготовления, прочностных свойств и условий применения. В обозначениях классов арматуры отражаются все присущие ей свойства и особенности, которые классифицируются ниже.

Независимо от особенностей изготовления и применения для арматурной стали всех видов устанавливается единый унифицированный ряд классов прочности (см. таблицу), каждый из которых обозначается буквой «А(С)»...* и числом, соответствующим нормативному сопротивлению стали (R_a^H) в данном классе, например: А400, А600, ..., А1200 и т. д.

В зависимости от технологии изготовления арматурная сталь делится на арматуру горячекатаную — не обозначается; термически или термомеханически упрочненную Т (Т — tempering); холодноупрочненную Х (С — cold), включает холодное волочение, холодную прокатку, вытяжку, скручивание; арматуру «северного исполнения» Св (X — North); арматурные канаты. Последние обозначаются числами в скобках (n) — если канат однопрядный, (nXm) — если канат многопрядный, где n — число проволок в однопрядном канате или в пряди многопрядного каната; m — число прядей в канате. Например, однопрядные семи- и девятинадцатипроволочные канаты обозначаются соответственно (7) и (19); трехпрядные семи- и девятинадцатипроволочные канаты — соответственно (7X3) и (19X3) и т. д.

В зависимости от вида поставки арматурные стали разделяются на стержневую арматуру, поставляемую в виде прямолинейных прутков мерных или немерных длин и изготовленную по любой технологии (буквенного обозначения не имеет); бунтовую арматуру, поставляемую в мотках и изготовленную

* Здесь и далее в скобках приводится вариант обозначений с использованием букв латинского алфавита в соответствии с СТ СЭВ 1565—79.

Класс прочности	Вид арматуры							
	стержневая*		проволочная			канаты		
	действующее обозначение	новое обозначение	диаметр, мм	действующее обозначение	новое обозначение	диаметр, мм	действующее обозначение	новое обозначение
A240	A-I	A-240/ГС	—	—	—	—	—	—
A300	A-II	A300/С	—	—	—	—	—	—
A400	Ac-II	A300/СвС	5—4—3	Вр-I	A400/ХС	—	—	—
	A-III	A400/С						
A600	At-IIIСK	A400/ТСK	—	—	—	—	—	—
	A-IV	A600/С						
A800	At-IVСK	A600/ТСK	—	—	—	—	—	—
	A-V	A800/С						
A1000	At-VСK	A800/ТСK	—	—	—	—	—	—
	A-VI	A1000/С						
A1100	At-VIK	A1000/ТСK	8—7	Вр-II	A1100/Х	—	—	—
	—	—						
A1200	—	—	8—6	Вр-II	A1100/ХГ	—	—	—
	—	—						
A1300	—	—	8—7	В-II	A1200/Х	—	—	—
	—	—						
A1400	—	—	7—5	Вр-II	A1200/ХГ	15	К-7	A1300/(7)
	—	—						
A1500	—	—	7—6	В-II	A1300/ХГ	15—12—9	К-7	A1400/(7)
	—	—						
A1500	—	—	6—5—4	Вр-II	A1400/Х	12—9—6	К-7	A1500/(7)
	—	—						
A1500	—	—	3	Вр-II	A1400/ХГ	—	—	—
	—	—						
A1500	—	—	—	В-II	A1500/Х	—	—	—
	—	—						

* Всех диаметров.

ную по любой технологии (буквенного обозначения также не имеет). При оформлении заказа указывается соответствующий ГОСТ и необходимый вид поставки.

В зависимости от наличия периодического профиля арматурные стали делятся на гладкую арматуру Г (Е — принято в проекте стандарта ISO); арматуру с периодическим профилем (не обозначается как наиболее массовый вид).

Кроме того, арматурная сталь различается в зависимости от:

пригодности к сварке — на свариваемую арматуру С (W — weldability) и несвариваемую (не обозначается). Для большинства видов сталей под пригодностью к сварке следует понимать ее возможность только при определенных условиях и определенными способами, для выяснения которых необходимо обращаться к соответствующим инструктивным документам;

стойкости против коррозионного растрескивания — на стойкую К (P — proof) и нестойкую (не обозначается). По традиции в условных обозначениях горячекатаной и холодноупрочненной стали индекс К (P) целесообразно не указывать;

уровня релаксации напряжений — на арматуру с низкой или малой релаксацией Р (P — low relaxation) и с нормальной (обычной) релаксацией (не обозначается).

Для полного обозначения всех свойств и особенностей применения, присущих данной арматурной стали, т. е. обозначения класса арматуры, предлагается установить следующий порядок: в первую очередь обозначается класс прочности стали, например А400 или А1200, а затем после дробной черты в соответствующем порядке технология изготовления [Т, или Х, или (nXm)], состояние поверхности, пригодность к сварке, коррозионная стойкость, уровень релаксации напряжений. Предлагаемые

условные обозначения классов применяемой в настоящее время арматуры приведены в таблице.

Если для расчетов или проектирования нет необходимости указывать все свойства или особенности применения арматурной стали, можно использовать только обозначения ее классов прочности.

В дальнейшем арматурные стали целесообразно классифицировать по категории пригодности к сварке в зависимости от возможных условий и способов ее осуществления. В этом случае каждую категорию можно обозначить соответствующей цифрой после буквы, например С1 или С2, а из обозначений классов арматуры исключить буквы Т и С, косвенно характеризующие степень ее пригодности к сварке. Отметим, что ЕКБ—ФИП предлагает подразделять арматурные стали на три категории — несвариваемые, свариваемые при определенных условиях и просто свариваемые.

Предлагаемая унификация основных характеристик и условных обозначений арматурных сталей всех видов позволит облегчить условия их применения и взаимозаменяемости, выполнение расчетов и проектирование железобетонных конструкций, а также составление нормативной документации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мулин Н. М. Арматура для железобетонных конструкций // Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций: Тр. НИИЖБ / Под. ред. А. А. Гвоздева — М.: Стройиздат, 1964. — С. 15—23.
2. Михайлов К. В., Мулин Н. М., Мамедов Т. П. О новых значениях расчетных сопротивлений арматурной стали // Бетон и железобетон. — 1982. — № 4. — С. 12—13.
3. Мамедов Т. П., Михайлов К. В. Повышение эффективности высокопрочной проволочной арматуры путем введения классов прочности // Бетон и железобетон. — 1985. — № 1. — С. 16—18.
4. Мадатия С. А. Напрягаемая арматура железобетонных конструкций в СССР и за рубежом / Под. ред. К. В. Михайлова // Обзор, информ. Стр-во и архитектура. ВНИИИС. Сер. II. Вып. 6. — 68 с.

Критерий эффективности смесителей принудительного действия

В отечественной практике для приготовления активных строительных сред наибольшее распространение получили так называемые тарельчатые смесители с вертикально расположенным валом и неподвижным корпусом. Основными достоинствами смесителей указанного типа являются простота обслуживания и эксплуатации при удовлетворительном качествеготавливаемых смесей на тяжелых плотных заполнителях.

Для оценки конструкций смесителей с точки зрения технико-экономических показателей введено новое понятие — критерий эффективности (λ , с⁻¹). Он прямо пропорционален суммарной активной поверхности смешивающих лопастей, средней скорости их вращения и обратно пропорционален объему готового замеса

$$\lambda = \frac{\sum F v_{\text{ср}}}{V},$$

где $\sum F$ — суммарная активная поверхность лопастей, м²;

$$\sum F = F_1 \cos \alpha_1 \cos \beta_1 +$$

$$+ F_2 \cos \alpha_2 \cos \beta_2 + \dots + F_n \cos \alpha_n \cos \beta_n,$$

где $F_1, F_2, \dots, F_n$ — лобовые поверхности лопастей, м²; $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ — углы наклона лопастей в горизонтальной плоскости, град.; $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ — углы наклона лопастей в вертикальной плоскости, град.; $v_{\text{ср}}$ — линейная скорость условной лопасти, проходящей по окружности, делящей кольцевое смесительное пространство на два кольца одинаковой площади, м/с; V — объем готового замеса, м³.

Как показывают расчеты, числовые значения критерия эффективности отечественных смесителей тарельчатого типа находятся в пределах 0,4...0,7 с⁻¹, что соответствует лучшим зарубежным образцам.

Анализ показывает, что между критерием эффективности и удельным расходом мощности, представляющим собой отношение установленной мощности двигателей к объему готового замеса, существует определенная взаимосвязь, что иллюстрируется графиком, изображенным на рисунке. При усло-

вии, что все смесители имеют одинаковое количество замесов в час, удельный расход мощности, выраженный в кВт/м³, будет пропорционален величине энергоёмкости в кВт·ч/м³.

Поскольку одним из важнейших показателей работы смесителей, в том числе и тарельчатого типа, является энергоёмкость приготовления смеси, выявилась необходимость исследования этого вопроса.

Известно, что цикл приготовления строительных смесей включает в себя загрузку исходных материалов в смеситель, их смешивание и выгрузку готовой смеси с возвратом разгрузочно-го затвора в исходное положение.

Исходя из сказанного, энергоёмкость приготовления смеси E , кВт·ч/м³, мо-

жет быть определена следующим образом

$$E = \frac{N}{3,6 V} (0,5 t_1 + t_2 + 0,5 t_3),$$

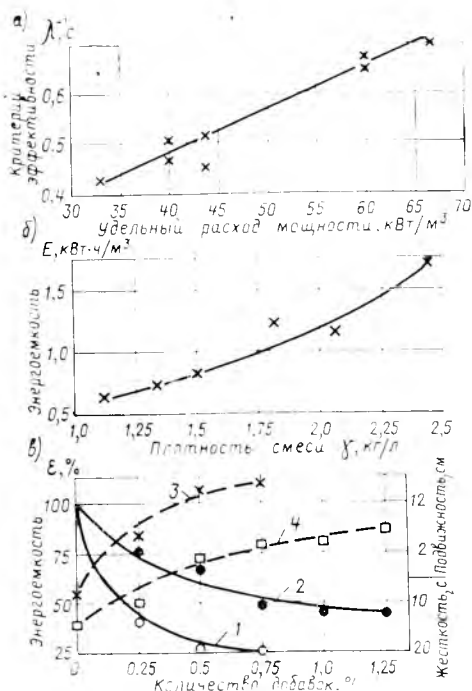
где N — мощность двигателя, затрачиваемая на смешивание, кВт; t_1, t_2, t_3 — продолжительность загрузки, смешивания и выгрузки готовой смеси с возвратом затвора в исходное положение соответственно, с; 0,5 — коэффициент, указывающий на изменение мощности двигателя (возрастание от мощности холостого хода до мощности, затрачиваемой на смешивание, а затем падение до мощности холостого хода).

Во время экспериментов смеси приготавливали в лабораторном смесителе тарельчатого типа вместимостью 33/50 л с тиристорным приводом, преобразующим переменный ток в постоянный и позволяющим менять частоту вращения лопастей. Мощность, затрачиваемая на холостой ход и на смешивание, регистрировалась с помощью ваттметра-самописца.

Применяли различные смеси плотностью 1000...2500 кг/м³ удобоукладываемостью 10...15 с по ГОСТ 10181-81.

Значение мощности определено для средней скорости. Критическая скорость, при которой центробежные силы равны силам инерции, определена из выражения $v_{\text{ср}} = 3,13 \sqrt{r_{\text{ср}}}$. Для лабораторного смесителя она равна 1,7 м/с. Анализ рабочих скоростей отечественных и зарубежных смесителей тарельчатого типа показывает, что они примерно равны 0,8 критических скоростей. Следовательно, в нашем случае рабочая скорость лабораторного смесителя равна 1,4 м/с.

Зависимость энергоёмкости приготовления смесей от их плотности при продолжительности цикла 90 с и линейной скорости вращения лопастей, равной 1,4 м/с, приведена на рисунке (б). Цикл приготовления смеси, равный 90 с, включает 10...15 с загрузки, смешивание в течение 50 с и выгрузку, равную 25...30 с. С увеличением плот-



Графики зависимости критерия эффективности от удельного расхода мощности (а), энергоёмкости от плотности приготавливаемой смеси (б) и энергоёмкости и удобоукладываемости смеси от вида и количества вводимых пластифицирующих добавок (в)

1 — энергоёмкость СДБ; 2 — энергоёмкость С-3; 3 — удобоукладываемость С-3; 4 — удобоукладываемость СДБ

ности приготовляемой смеси энергоемкость ее приготовления возрастает.

Весьма эффективным средством снижения энергоемкости приготовления смеси оказалось введение в нее пластифицирующих добавок, сульфитно-дрожжевой бражки СДБ и суперпластификатора (сульфонированной формальдегидной смолы) С-3.

График изменения энергоемкости под влиянием вводимых в смесь пластифицирующих добавок представлен на рисунке. Использование добавок позволяет заметно снизить энергоемкость приготовления строительных смесей. При назначении дозы добавок необходимо исходить из условий, обеспечивающих сохранность заданных свойств затвердевшего бетона, так как известно,

что введение значительного количества пластифицирующих добавок снижает его прочность в раннем возрасте и в более поздние сроки.

Исходя из того, что цена 1 т добавки СДБ составляет 40...50 р., добавки С-3 — 280...320 р., а на 1 м³ бетонной смеси в зависимости от ее состава требуется 0,5...2 кг, применение добавок повышает стоимость 1 м³ смеси от 3 до 60 к.

Так как все типовые бетонные заводы и бетоносмесительные цехи заводов сборного железобетона, как правило, оснащены узлами приготовления и дозирования химических добавок, то дополнительных капитальных вложений не потребуются.

Исследования позволили установить критерий эффективности смесителей,

взаимосвязь между критерием эффективности и удельным расходом мощности, взаимосвязь между энергоемкостью приготовления и плотностью приготовляемой смеси, влияние пластифицирующих добавок на энергоемкость приготовления смеси.

Стабильное применение пластифицирующих добавок только на половине парка отечественных смесителей позволит снизить установленную мощность двигателей на 15...20%, что даст экономию энергии более чем 18 млн. кВт·ч в год.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Королёв К. М. К расчету мощности смесителей роторного типа // Строит. и дор. машины. — 1978. — № 8. — С. 23—25.
2. Королёв К. М. Пути экономии энергии при приготовлении бетонной смеси // Строит. и дор. машины. — 1982. — № 9. — С. 16—18.

УДК 620.179.16:620.149.19

М. Ш. ТУЛЕМЫШЕВ, Е. А. СТОЛЯРОВА, кандидаты техн. наук, К. С. ОМУРОВ, инж. (Фрунзенский политехнический ин-т)

Дистанционный контроль прочности твердеющего бетона ультразвуком

НИИСК исследовал возможность дистанционного контроля твердеющего бетона в изделиях, подвергающихся термообработке в пропарочных камерах ямного типа. Для этого были модернизированы и изготовлены две измерительные системы многоканального ультразвукового контроля твердеющего бетона в тепловых установках КАТБ-2М. Измерительная система КАТБ-2М предназначена для многоканального ультразвукового контроля твердения бетона в тепловых установках на основе измерения прибором УК-10П времени распространения переднего фронта ультразвукового сигнала на базе акустического зонда, погруженного в твердеющий бетон, и сигнализации достижения контрольного значения времени, заранее заданного по прибору УК-10П. Блок-схема измерительной системы КАТБ-2М показана на рис. 1.

Система КАТБ-2М предназначена для использования в формовочных цехах, на предприятиях по производству железобетона и полигонах. Система КАТБ-2М включает акустические зонды ЗА-4 для излучения и приема ультразвуковых колебаний при установке их на контроли-

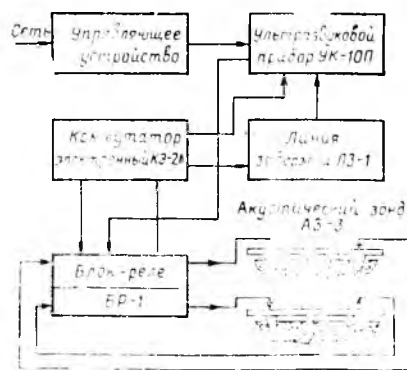


Рис. 1. Блок-схема измерительной системы КАТБ-2М

руемое изделие, блок-реле БР-1 для коммутации приемных и генераторных цепей, блок линии задержки ЛЗ-1 для установки контрольного значения времени распространения ультразвукового сигнала по каждому контролируемому каналу, электрический коммутатор КЭ-2М для последовательного подключения к выходу ультразвукового прибора УК-10П десяти каналов контроля, управляющее устройство УУ-3 для периодического

подключения системы и проведения контроля.

Обе системы были смонтированы и отлажены на заводе ЖБИ-5 в Токмаке КиргССР. Поскольку обе системы должны были обеспечить контроль изделий с 32 пропарочных камер, были сделаны дополнительные устройства, позволяющие использовать свободный канал системы для контроля дополнительных камер. Ультразвуковые испытания бетона изделия в процессе термообработки осуществляли в соответствии с ГОСТ 24467—80. Для обеспечения надежных испытаний необходимо было выбрать репрезентативные участки для определения места установки акустических зондов в изделиях и построить градуировочную кривую «время ультразвука — прочность» для контроля всех типов изделий.

Репрезентативные участки выбрали на основе анализа распределения прочностных характеристик в каждом изделии отдельно и в пакете изделий, подвергшихся ТВО в одной камере.

Прочностные характеристики определяли ультразвуком. Произведя несколько серий измерений, была установлена за-

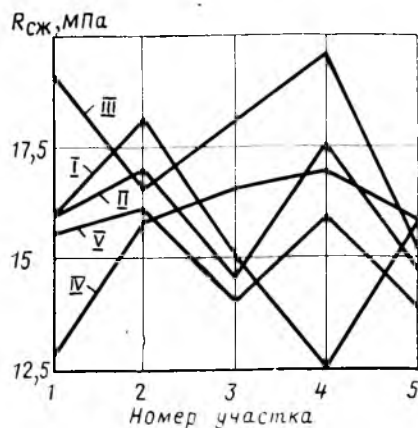


Рис. 2. Кривые изменения прочности по длине изделия ПНС, прошедшего термообработку в одной пропарочной камере
I—V — пакет изделий

кономерность распределения прочности в каждом изделии отдельно и в пакете в целом. Так, прочность в изделии отличается на 20...50% (рис. 2). Изменение прочностных характеристик в пакете изделий, прошедших термообработку в

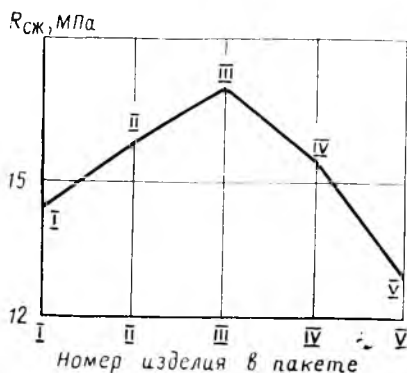


Рис. 3. Кривая изменения средней прочности в изделии ПНС, прошедшего термообработку в одной пропарочной камере

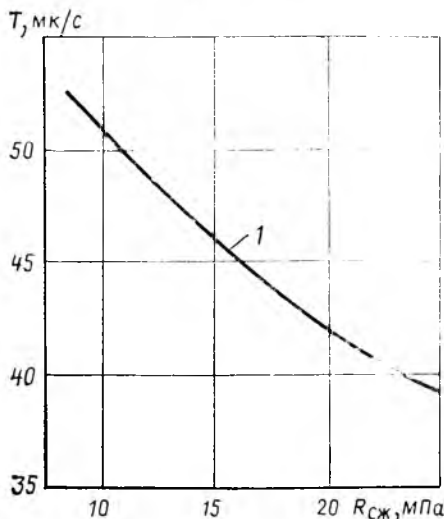


Рис. 4. Градуировочная зависимость между временем прохождения поперечной волны и прочностью на одноосное сжатие
 $1 - R_{сж} = 5,24 \cdot 10^{0,07796 T}$

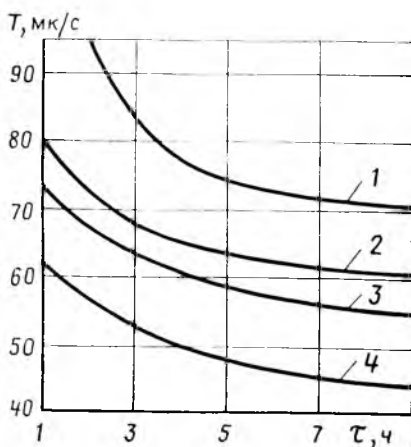


Рис. 5. Изменение времени прохождения ультразвука в бетоне изделий в процессе ТВО
1 — 7,9 МПа; 2 — 13,1 МПа; 3 — 13,6 МПа; 4 — 18 МПа

одной пропарочной камере, представлено на рис. 3.

Если принять прочность в изделии, расположенном посередине пакета, за 100%, то в остальных изделиях она ниже на 20...35%.

Таким образом, самая низкая прочность оказалась у изделий, расположенных сверху и снизу пакета, а участки с низкими показателями расположены по краям этих изделий. Установление акустических зондов на эти участки позволяет с большей надежностью контролировать твердеющий бетон в процессе ТВО.

При построении градуировочной кривой для всех марок бетона учитывали, что составляющие бетона одинаковы и после 6...8 ч термообработки влажность в бетоне стабилизируется, поэтому изменение скорости прохождения упругой волны зависит только от изменения структурной плотности в бетоне, т. е. от прочности.

Полученная градуировочная кривая «время ультразвука—прочность» подтвердила это предположение. Для точного установления механических характеристик при построении градуировочной кривой кроме контрольных образцов-кубов, установленных в камере рядом с акустическим зондом, прочность определяли в готовом изделии после распалубки с помощью молотка. Математическую обработку результатов ультразвуковых и механических испытаний произвели на ЭВМ ЕС1022 по ГОСТ 17624—78; коэффициенты линейной корреляции и эффективности находились в пределах, допустимых ГОСТом. На рис. 4 представлена градуировочная кривая, которая удовлетворяет соотношению

$$R = b_0 \cdot 10^{b_1 T},$$

где b_0, b_1 — коэффициенты, полученные при обработке на ЭВМ.

Кривые нарастания прочности во время ТВО (рис. 5) свидетельствуют о том, что режим термообработки можно сократить от 2...3 ч, так как прочность в этот период практически не возрастает. Учитывая сокращение времени ТВО до 2 ч, а также уменьшение расхода пара и числа контролируемых образцов-кубов, ожидаемый экономический эффект составит 1,52 р. на 1 м³ бетона.

Выводы

Контроль нарастания прочности бетона в пропарочных камерах ямного типа можно производить измерительной системой КАТБ-2М.

При одинаковых составляющих бетона для нескольких марок можно построить одну градуировочную кривую «время ультразвука—прочность».

Важное значение имеет выбор репрезентативных участков.

Внедрение измерительной системы КАТБ-2М дает экономический эффект в сумме 1,52 р. на 1 м³ бетона.

Авторские свидетельства*

№ 11*

№ 1219732. Е. М. Семязонов. **Способ возведения монолитной железобетонной стены на нижней плите фундамента турбоагрегата.**

№ 1219755. ЦНИИЭП торговых зданий и туристских комплексов. Б. В. Карбанов. **Узел соединения ригеля с колонной торцового поперечника связевого железобетонного каркаса здания.**

№ 1219757. Вильнюсский инженерно-строительный ин-т. Ю. С. Валиволис, А. Б. Юркша и В.-И. П. Покубайтис. **Плита покрытия.**

№ 1219758. ЦНИИЭП жилища. С. Б. Вилеиский и Е. С. Цукерман. **Стеновая панель.**

№ 1219759. Магнитогорский горно-металлургический ин-т и Белорецкий металлургический комбинат. Б. А. Никифоров, В. С. Емченко, В. А. Харитонов и др. **Арматурная проволока периодического профиля.**

№ 1219760. ЦНИИПромзданий и Карагандинский Промстройпроект. Ф. И. Рабинович, Ф. А. Гофштейн, Ю. В. Фролов и С. А. Атаманов. **Способ изготовления дисперсной арматуры.**

№ 1219761. А. М. Старцев. **Облицовка бетонного сооружения.**

№ 1219764. СибЗНИИЭП жилища. И. Б. Радашкевич, М. К. Печерин и Г. А. Чугунов. **Устройство для образования пустот в железобетонных изделиях.**

№ 1219768. Харьковский ПромстройНИИпроект. Е. А. Рабинович и В. Л. Благов. **Конструкция усиления железобетонной колонны.**

* См.: Открытия. Изобретения. 1986.

Л. П. МАКАРЕНКО, Е. М. БАБИЧ, кандидаты техн. наук, В. И. ГАЙЧУК, А. А. ЧАЙКУН, инженеры (Украинский ин-т инженеров водного хозяйства); И. Г. ЛЮБЧЕНКО, канд. техн. наук (Хмельницкий филиал ин-та Укрколхозпроект); Л. Б. МАРЦОНЬ, инж. (Хмельницкий Облагрострой); А. М. КРУСЬ, инж. (Ровенский Облагрострой)

Сталежелезобетонные шпренгельные балки и фермы покрытия для сельского строительства

На объектах строительства Хмельницкого и Ровенского Облагростроя внедрены треугольные сталежелезобетонные шпренгельные балки и смонтированные на их основе треугольные фермы покрытия более 80 сельских производственных зданий различного назначения (коровники, свиноводники, птичники и др.)

Фермы (рис. 1) состоят из внецентренно сжатого верхнего неразрезного железобетонного пояса, растянутых раскосов и затяжек из арматурной стали и сжатых металлических стоек из двух уголков. Конструкции этих ферм (ФСЖ) с различными видами утеплителя включены в каталог унифицированных промышленных конструкций УкрНИИгипросельхоз быв. МСХ СССР для трех снеговых районов, а также в каталог ВСН 115-81 быв. Минсельхоз СССР.

Хмельницкий и Ровенский комбинаты стройматериалов Облагростроя освоили массовое изготовление таких сталежелезобетонных ферм пролетами 12, 18, 21, 24 м под нагрузку 1500, 1800, 2100 кгс/пог. м. Применение принятой конструкции разъемных узловых соединений элементов балок и ферм с исполь-

зованием болтов с гайками и высаженных головок позволило наносить антикоррозийную защиту на металлические элементы путем их погружения в ванну с лакокрасочными составами.

Применение большепролетных облегченных сталежелезобетонных шпренгельных ферм покрытия для сельских производственных зданий максимальной степени заводской готовности повысило индустриальность строительства. К настоящему времени по Хмельницкой и Ровенской областям получен экономический эффект более миллиона рублей. Так, замена несущих балочно-стоечных конструкций свиноводника-маточника на 128 голов по типовому проекту с покрытием из железобетонных плит сталежелезобетонными фермами пролетом 18 м позволила снизить собственную массу покрытия на 18%. При этом стоимость сооружения снизилась на 6%, а трудозатраты — на 25%. Замена несущих конструкций коровника на 200 голов по типовому проекту сталежелезобетонными фермами пролетом 21 м снизила собственную массу и трудозатраты на 25%, сметную стоимость — на 12% и удельные затраты на одну корову — на 32%. Это свидетельствует о высокой

эффективности сталежелезобетонных шпренгельных ферм и балок в сельском строительстве.

Сталежелезобетонные конструкции имеют открытые металлические элементы, что требует постоянной защиты их от коррозии. Проведенная диагностика сталежелезобетонных ферм покрытий производственных сельскохозяйственных зданий в Хмельницкой обл. показала, что при нормальных условиях эксплуатации заводская окраска надежно защищает металл от коррозии в течение четырех лет. В связи с этим рекомендуется восстанавливать антикоррозийную защиту металлических элементов через 2 ... 3 года в зависимости от состояния.

Несущую способность и деформативность сталежелезобетонных шпренгелей и ферм с естественным и искусственным распределением усилий при кратковременном нагружении проверяли ранее натурными испытаниями*, а при кратковременном и длительном нагружении — на моделях 1/3 (рис. 2).

* См.: Сталежелезобетонные фермы для сельского строительства / И. Г. Любченко, Е. М. Бабич, В. И. Гайчук, В. Н. Першаков / Бетон и железобетон. — 1976. — № 7. — С. 5—7.

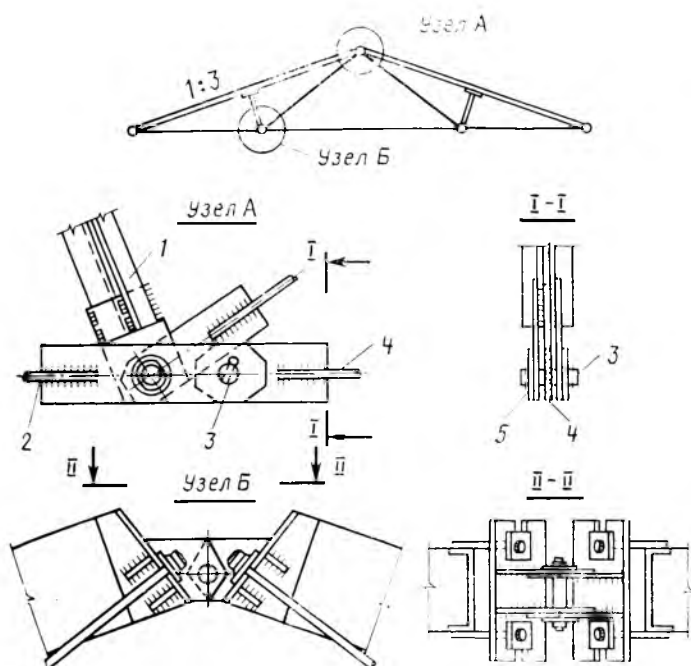


Рис. 1. Схема сталежелезобетонной фермы на основе шпренгельных балок и узлы сопряжения конструктивных элементов

1 — стойка; 2 — нижний пояс; 3 — шпилька; 4 — затяжка; 5 — шплинт

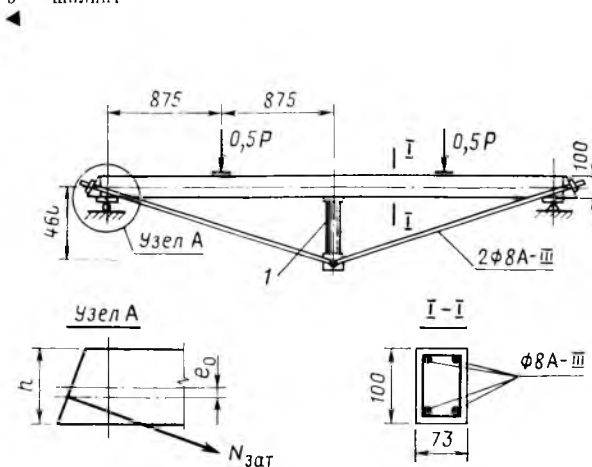


Рис. 2. Схема испытания моделей шпренгельных балок с естественным и искусственным распределением усилий при кратковременном и длительном нагружении

1 — труба 3/4"

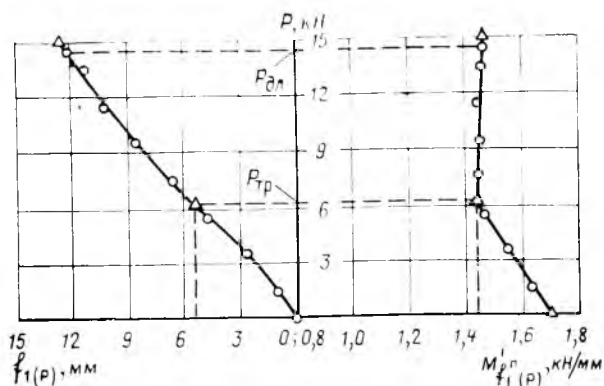


Рис. 3. Зависимости прогиба f_{1P} и его секущего модуля $M'_{f_1(P)} = P/f_{1(P)}$ от нагрузки P при кратковременном нагружении шпренгеля Ф-6 до $P_{дл} = 14.5 \text{ кН} = 0.5 P_{разр}$. $\circ$ — опытные точки; Δ — корреляционные точки, прямые и кривые; $P_{тр}$ — нагрузка при образовании трещины; $P_{разр}$ — разрушающая нагрузка

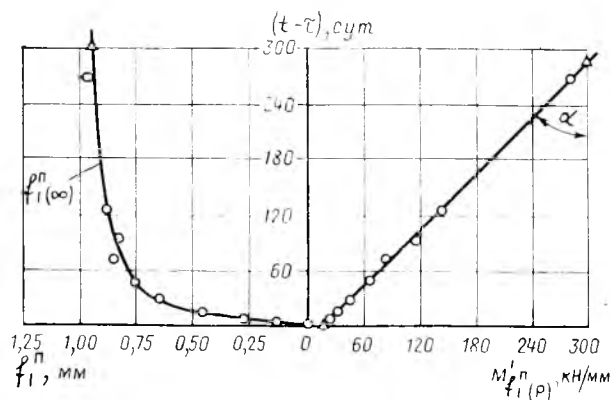


Рис. 4. Зависимости приращения прогиба шпренгеля Ф-6 и его секущего модуля $M'_{f_1^n} = (t - \tau) / f_{1^n}$

вызванного длительной ползучестью бетона, от продолжительности нагружения $0 \leq (t - \tau) \leq \infty$ постоянной нагрузкой $P_{дл} = 14.5 \text{ кН} = 0.5 P_{разр}$. $\circ$ — опытные точки; Δ — корреляционные точки, прямые и кривые; $f_{1_\infty}^n = \text{ctg } \alpha$ — приращение прогиба при $(t - \tau) = \infty$

Искусственное регулирование усилий в шпренгелях и фермах и их моделях улучшает статическую работу конструкции в результате выгиба и создает разгружающие изгибающие моменты в верхнем неразрезном железобетонном поясе. Регулирование осуществляли двояко: передачей продольных усилий от затяжек на верхний пояс с относительным эксцентриситетом $e_0/h = 0.14$ и созданием при ее изготовлении постоянных вынужденных деформаций.

Последние создаются в процессе сборки шпренгельной системы в специальном кондукторе путем придания с помощью винтового домкрата железобетонному поясу выгиба на 20 ... 40 мм (в зависимости от пролета конструкции). При этом значение выгиба определяют так, чтобы в процессе его создания в железобетонном элементе не появлялись силовые трещины. Выгиб фиксируется удлиненной стойкой.

Работу сталежелезобетонных шпренгелей при кратковременном и длительном нагружении исследовали на шести моделях с естественным (Ф-4, Ф-6) и искусственным (Ф-1, Ф-2, Ф-3, Ф-5) распределением усилий. Двухпролетный верхний железобетонный пояс изготавливали длиной 3,5 м, сечением $73 \times 100 \text{ мм}$ из бетона марки М250, симметрично армировали четырьмя стержнями продольной арматуры диаметром 8 мм из стали класса А-III с защитным слоем 12 мм. Централью расположенную стойку выполняли из металлической трубы $3/4''$ высотой 460 мм, затяжки, шарнирно примыкающие к торцам верхнего пояса и низа стойки, — из арматурной стали диаметром 8 мм класса А-III.

Модели загружали двумя сосредоточенными грузами в середине пролетов в возрасте бетона $\tau = 214$ сут. Модели Ф-1, Ф-2, Ф-3, Ф-4 испытывали при кратковременном нагружении до разрушения. Модели Ф-5, Ф-6 загружали на длительную нагрузку, составившую 0,5 разрушающей и действовавшую на про-

тяжении $(t - \tau) = 267$ сут, с последующим доведением до разрушения. В процессе кратковременных и длительных испытаний измеряли прогибы пролетных f_2 и опорных f_1 сечений верхнего пояса шпренгелей под грузами и стойкой, деформации в затяжках, в сжатой и растянутой зонах бетона по длине и высоте верхнего пояса, в сжатой и растянутой продольной арматуре. Одновременно на бетонных призмах исследовали свободную усадку и ползучесть бетона при постоянных напряжениях сжатия 0; 0,25; 0,50 и 0,75 $R_{прт}$.

Для математического описания напряженно-деформированного состояния шпренгелей и их элементов при кратковременном и длительном нагружении по результатам статистической обработки опытных данных использовали метод секущих модулей. Он основан на наличии линейных опытно-корреляционных зависимостей между нагрузкой P и секущими моду-

лями деформаций $M'_{f_1(P)} = P/f_1(P)$ или усилий (в затяжке и др.) при кратковременном нагружении (рис. 3), а также между секущими модулями приращения деформаций $M'_{f_1^n(t-\tau)} = (t - \tau) / f_{1^n(t-\tau)}$

или усилий и продолжительностью действия $(t - \tau)$ постоянной нагрузки P при длительном нагружении (рис. 4). Кроме математического описания работы шпренгелей этот метод по перелому корреляционных прямых позволил четко установить границы качественных изменений в напряженно-деформированном состоянии шпренгельной конструкции в целом и в ее элементах в отдельности: образование трещин, пластических шарниров и вызываемое ими перераспределение усилий в системе, а также предельные деформации ползучести и конечную релаксацию вынужденных усилий. Практически этот метод использовали при аппроксимации зависимос-

тей «прогиб середины пролета — нагрузка» и «приращение прогиба — продолжительность действия нагрузки» при кратковременном и длительном нагружении модели Ф-6.

Результаты этих исследований показали, что сталежелезобетонные шпренгельные фермы и балки являются высокоэффективными несущими конструкциями покрытий производственных сельскохозяйственных зданий, особенно при искусственном регулировании усилий. Их применение повышает уровень индустриализации строительства, снижает сметную стоимость, уменьшает массу здания, экономит материальные ресурсы.

Из-за значительной гибкости верхнего внецентрично сжатого железобетонного пояса шпренгелей и ферм и упругопластической податливости средних опор под стойками их расчет производят по деформируемой схеме.

Искусственное регулирование усилий повышает жесткость шпренгелей и ферм как при эксплуатационных, так и при разрушающих нагрузках, обеспечивает благоприятные условия для полного перераспределения усилий и увеличивает несущую способность до 35%.

Длительность действия эксплуатационной нагрузки в конструкциях с начальным выгибом верхнего неразрезного пояса вызывает увеличение непогашенного выгиба в опорных сечениях над стойками при незначительном повышении прогибов в пролетных сечениях под грузами и, тем самым, выравнивает пролетные и опорные изгибающие моменты.

При статистической обработке экспериментальных данных и математическом описании напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных шпренгельных конструкций, подверженных кратковременному и длительному нагружению, можно использовать предлагаемый метод секущих модулей деформаций и усилий.

Экономическая эффективность сборно-монолитных зданий, возводимых методом подъема перекрытий

В настоящее время в сейсмических районах, главным образом в АрмССР, широкое распространение получают 16-этажные здания со связевым железобетонным каркасом, центрально расположенным ядром жесткости и неразрезными плитами перекрытий, выполняющими работу горизонтальных дисков [1]. В несейсмических районах этажность подобных зданий можно повысить.

Сборно-монолитным домам, возводимым методом подъема, присущи преимущества как монолитного, так и сборного каркасного строительства. Эффект от внедрения этих зданий является комплексным. Такой способ строительства позволяет применять цельные на этаж монолитные безбалочные бескаркасные плиты перекрытий, позволяющие отказаться от «жесткой» модульной сетки колонн; экономичные крупноразмерные сборные конструкции колонн, наружных стеновых панелей; экономичные конструкции и оборудования этажей (гипсовые и другие плиты). Использование подъемно-монтажных механизмов большой грузоподъемности позволяет возводить монолитные плиты перекрытий без монтажа и демонтажа опалубки на проектных отметках. Каркасно-ствольная конструктивная система с монолитным ядром жесткости является одной из наиболее эффективных для многоэтажных зданий в сейсмических и других районах. Форма каркаса наиболее рациональна и функционально оправдана при свободной планировке помещений. В результате подготовки сразу нескольких этажей после подъема соответствующего числа перекрытий создается большой фронт для отделочных и других работ.

Расчеты показывают, что расход стали в таких зданиях на 9,9 ... 25,8% выше, чем в бескаркасных монолитных. При этом следует учитывать, что в последнем случае применяют конструктивную схему, обуславливающую жесткий шаг несущих стен по границам помещений, тогда как при методе подъема может быть образован свободно развивающийся каркас с любой требуемой сеткой колонн. При наиболее экономичной сетке колонн (4,5×4,5 м) разница в расходе стали становится минимальной. Расход бетона и железобетона для бескаркасных зданий (крупнопанельных и сборно-монолитных) выше, чем для каркасных, среди которых наименьшие показатели имеют каркасно-ствольные. Трудоемкость и сметная стоимость зданий, возводимых методом подъема, в том числе в сейсмических районах, как правило, ниже, чем у возводимых традиционным способом.

Эффективность возведения зданий методом подъема возрастает, если их строительство осуществляется специализированной организацией, основным ресурсом которой в комплекте ведущего оборудования являются специальные подъемно-монтажные механизмы. Этот ресурс необходимо увязать с остальными (трудовыми, машинными, производственными), в том числе с производственной базой монолитного и сборного железобетона [2]. Это обуславливает более высокие технико-экономические показатели домов, возводимых методом подъема, по сравнению с каркасно-панельными, крупнопанельными домами такой же этажности, в первую очередь в сейсмических районах. Продолжительность возведения 16-этажных сборно-монолитных зданий методом подъема

практически равна нормативному сроку строительства аналогичных каркасно-панельных.

Проектные решения зданий различных конструктивно-технологических систем анализируют, как правило, по отдельным объектам, приводя их к сопоставимым условиям по этажности, площади квартир и т. д. При всех преимуществах такого анализа следует отметить, что он не отражает реального экономического эффекта (положительного или отрицательного), обусловленного строительством тех или иных зданий.

В этих условиях целесообразно сопоставлять различные варианты застройки жилого района зданиями, возводимыми методом подъема (вариант I) и традиционным способом (вариант II). Сопоставимость обеспечивается равными показателями на одного заселяемого человека (по числу квартир и приведенной общей площади).

Вариант I представляет собой застройку 16-этажными 120- и 135-квартирными домами по проектам ВПЭКТИ (серии МПП 23-79 и МПП 41-79). В настоящее время осуществляется в жилом районе Норашен Еревана специализированным трестом Подъемстрой. Вариант II — это проект застройки того же района 9- и 16-этажными 36- и 66-квартирными рамно-каркасными (проекты Ереванпроекта для повторного применения), каркасно-панельными (серии 112-111-2с) и крупнопанельными (серии А1-451-КФ-1п) зданиями. Анализ вариантов застройки жилого района Норашен (см. таблицу) определил комплексную эффективность применения метода подъема.

При увеличении общего числа квартир на 6,3% в зданиях, возводимых методом подъема, в расчете на одного человека сметная стоимость на 14,4% ниже, чем для зданий, строящихся традиционным способом; расход натуральной стали меньше на 23,1%, цемента — на 18,3%. Показатели капиталовложений в базу стройиндустрии, учитывающие затраты на производство, транспортирование строительных материалов, изделий и полуфабрикатов на фонды строительных организаций ниже на 40,9%; суммарные трудовые затраты (на стройплощадке и на заводе) — на 32,8%, топливно-энергетические затраты — на 55,1%. Последние включают затраты на производство строительных материалов, изделий и конструкций, на транспортирование строительных материалов, изделий и полуфабрикатов и затраты основных механизмов на возведение зданий.

Значительная часть жилого района уже построена и демонстрирует возможность массовой застройки многоэтажными сборно-монолитными зданиями с ядрами жесткости и цельными на этаж плитами перекрытий, возводимыми методом подъема.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Саакян А. О., Саакян Р. О., Шахназарян С. Х. Возведение зданий и сооружений методом подъема // Исследования, проектирование, строительство. — М.: Стройиздат, 1982. — 551 с.
2. Рекомендации по определению производственной мощности специализированной строительной монтажной организации, возводящей объекты методом подъема / ВПЭКТИ. Минпромстрой АрмССР. — Ереван, 1981. — 81 с.

Показатели	Вариант I			Вариант II		
	всего	на 1м² приведенной общей площади	на 1 чел.	всего	на 1м² приведенной общей площади	на 1 чел.
Число заселяемых жителей, тыс.	21,75	—	—	19,1	—	—
Число квартир, шт.	5505	—	0,253	4534	—	0,237
Приведенная общая площадь, тыс. м²	341,63	—	0,016	300,53	—	0,016
Сметная стоимость, тыс. р.	46909,2	137,31	2,16	47151,8	156,90	2,47
Расход стали, т	16939,9	49,59	0,78	18380,3	61,16	0,96
	21206,0	62,07	0,98	23214,7	77,25	1,22
Расход цемента, приведенного к М100, т	93961,4	275,04	4,32	97700,9	325,10	5,11
Капиталовложения в базу стройиндустрии, тыс. р.	41915,86	122,61	1,93	51936,99	172,82	2,72
Трудовые затраты, чел.-дн.	908144,7	2658,27	41,75	1058704,4	3522,79	55,43
в том числе:						
на стройплощадке	750861,70	2215,44	34,80	832716,4	2770,8	43,60
на заводе	151283,05	442,83	6,96	225988,0	751,97	11,83
Топливо-энергетические затраты, ГДж	1097744,56	3213,26	50,47	1495521,85	4976,29	78,30

Примечание. Над чертой — натуральная сталь; под чертой — приведенная к классу А-1.

Об оценке уровня надежности изгибаемых сборных конструкций по нормальным сечениям

Как известно, основной расход арматуры наиболее массовых изгибаемых железобетонных конструкций определяется расчетом по нормальным сечениям. Для оценки возможности уменьшения ее расхода выполнен анализ надежности таких конструкций, разрушение которых происходит по нормальным сечениям.

Были использованы результаты испытаний лабораторных образцов при расчете конструкций по СНиП при идеальном проектировании и изготовлении, а также результаты испытаний типовых конструкций заводского изготовления для оценки фактического уровня их надежности при реальном проектировании и изготовлении.

Около 800 лабораторных образцов изгибаемых элементов прямоугольного сечения изготовлены и испытаны в ЦНИИЖБ, НИИСК, МИСИ, ХИСИ, РИСИ за последние 30 лет. Выборка носит случайный характер: соотношение между используемой рабочей арматурой различных классов отражает не действительное ее применение в строительстве, а некоторые исследовательские тенденции.

Из этого следует, что несмотря на большой объем выборки, оценка надежности испытаний лабораторных образцов является достаточно условной. В большей мере этого относится к элементам с $\xi \leq \xi_R$, разрушение которых происходит вследствие значительных деформаций при напряжениях в арматуре,

превышающих физический или условный предел текучести. Условность оценки связана со случайностью соотношения элементов с рабочей арматурой различного класса и с вероятностью отбора для лабораторных образцов арматуры повышенного качества. В элементах с $\xi > \xi_R$, где разрушение происходит по бетону сжатой зоны, условность оценки надежности связана с наличием в выборке значительного числа образцов из высокопрочного бетона.

Известны геометрические характеристики образцов, размещение арматуры, прочностные свойства арматуры и бетона, величина преднапряжения. По СНиП II-21-75 с использованием расчетных сопротивлений арматуры и бетона для каждого образца была вычислена расчетная оценка несущей способности $M_{расч}$, принимаемая равной моменту от расчетной нагрузки.

При оценке несущей способности расчетное сопротивление бетона определялось по фактической прочности при $m_{б1} = 0,85$, а расчетные сопротивления арматуры принимались по СНиП II-21-75 без учета их увеличения в 1981 г. для получения сопоставимых результатов с выборкой типовых конструкций.

Все испытанные образцы были доведены до разрушения, для каждого из них было определено C , равное отношению момента от разрушающей нагрузки к моменту от расчетной нагрузки ($M_{разр}/M_R$), и построены графики изменения величины C (рис. 1).

Как видно из рис. 1, при $\xi \leq \xi_R$ среднее значение C практически не меняется, исключение составляют малоармированные элементы ($\xi < 0,1$), для которых значения C в среднем значительно выше. Это связано с работой бетона на растяжение, не учитываемой при расчете на прочность изгибаемых элементов. При $\xi > \xi_R$ с увеличением ξ C увеличивается. Характеристики распределения величины C для обеих выборок приведены в табл. 1.

Оценим уровень надежности по результатам испытаний лабораторных образцов. Под надежностью нормальных сечений изгибаемых элементов по прочности, оцениваемой по экспериментальным данным, подразумевается вероятность того, что разрушающий момент окажется больше момента от расчетной нагрузки, т. е. вероятность $P(M_{разр} > M_R)$, которую удобно представить в безразмерном виде $P(M_{разр}/M_R > 1)$ или $P(C > 1)$.

Как показывает обработка опытных данных, значение $C=1$ соответствует экстремальным участкам кривой ее распределения. Оценка вероятности $P(C > 1)$ при ограниченных объемах выборки получается достаточно условной. В связи с этим вводим дополнительную характеристику надежности по прочности как вероятности того, что $M_{разр}$ окажется выше оценки несущей способности, вычисленной по нормативным сопротивлениям материалов, т. е. $P(M_{разр} > K_0 M_{расч})$, или $P(C > K_0)$, где K_0 — коэффициент безопасности при

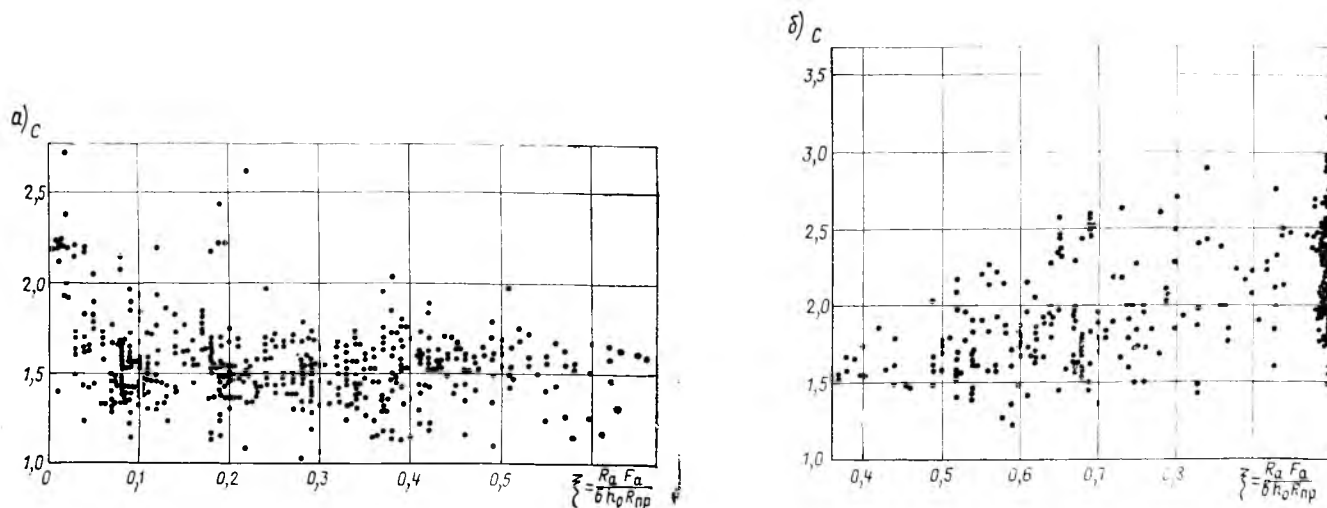


Рис. 1. Изменение величины C для изгибаемых элементов с изменением относительной высоты сжатой зоны ξ по результатам испытаний лабораторных образцов
а — $\xi \leq \xi_R$; б — $\xi > \xi_R$

переходе от расчетных сопротивлений к нормативным.

В зависимости от характера разрушения определяется $P(C > K_6)$. При этом можно предположить, что оценка надежности конструкций по прочности будет величиной того же порядка, что и оценка надежности нормативных сопротивлений материалов. Такое предположение справедливо для малоармированных и перearмированных элементов. В других случаях несущая способность является функцией прочностных свойств арматуры и бетона.

Однако для большой группы типовых конструкций (например пустотных и ребристых плит) несущая способность определяется в основном прочностными свойствами арматуры, так что для них предположение об оценке вероятности $P(C > K_6)$ представляется вполне приемлемой. Максимальная погрешность в оценке может иметь место для конструкций, в которых возможны оба вида разрушения, например в ригелях.

Предположение о связи между вероятностью $P(C > K_6)$ и надежностью нормативных сопротивлений материалов исходит из линейной связи между их несущей способностью и прочностными характеристиками материалов. В действительности формулы нелинейны, однако максимальная погрешность линеаризации (отношение нелинейных членов к полному полиному при разложении в ряд Тейлора) в интервале $R_{a\pm}(R_a - R_{расч})$ и $R_{np\pm}(R_{np} - R_{расч})$ составляет при $\xi \leq \xi_R$ 0,4% [1], а при $\xi > \xi_R$ оно существенно меньше.

Предлагаемая характеристика надежности при всей ее условности дает возможность воспользоваться определенным критерием при оценке надежности по экспериментальным данным.

Для каждой группы образцов ($\xi \leq \xi_R$, $\xi > \xi_R$) предполагалось оценить эмпирическую вероятность $P(C > K_6)$, а также теоретические, вычисленные в предположении нормального распределения величины C , оценки $P(C > K_6)$ и $P(C > 1)$. Теоретические оценки вероятности характеризуются нормированным отклонением t .

Основной интерес представляет выборка элементов со стержневым армированием. Примерно половина элементов армирована сталью с физическим пределом текучести, в том числе 121 элемент — арматурой класса А-II, остальные — сталью классов А-IV, Ат-V и Ат-VI.

Как видно из табл. 1, для выборки $\xi \leq \xi_R$ со стержневой арматурой эмпирическая оценка вероятности $P(C > K_6)$ равна 0,9787. Такой уровень надежности выше нормированного уровня надежности нормативных сопротивлений арматуры и существенно выше фактического уровня надежности нормативных сопротивлений, исследованного в [2]. Высокий уровень надежности выборки объясняется хорошим качеством изготовления образцов и тщательным отбором арматуры.

Для выборки $\xi > \xi_R$ эмпирическая оценка вероятности $P(C > K_6)$ равна 0,9906, что существенно выше нормированного уровня надежности нормативных сопротивлений и близко к оценке их фактического уровня надежности [3].

Характеристики выборки (вид рабочей арматуры образцов)	$\bar{C}$	σ_C	$P(C > K_6)$			$P(C > 1)$	
			$P_{эмп}$	$P_{теор}$	$t_{теор}$	$P_{теор}$	$t_{теор}$
$\xi \leq \xi_R$ полная выборка ($n=496$)	1,61	0,315	—	—	—	0,9732	1,94
$\xi \leq \xi_R$ стержневая арматура ($n=375$)	1,63	0,345	0,9787	—	—	0,9664	1,83
$\xi > \xi_R$ полная выборка ($n=320$)	2,06	0,415	0,9906	0,9554	1,7	0,9913	2,38

Тип конструкций	Класс арматуры	Объем выборки	C	$\sigma(C)$	$P(C > K_6)$			$P(C > 1)$ $t_{теор}$
					$P_{эмп}$	$P_{теор}$	$t_{теор}$	
Преднапряженные								
Многопустотный настил и плиты прямоугольного сечения	A-IIIв	46	1,53	0,14	1,0000	0,9857	2,19	3,80
	A-IV	284	1,84	0,386	0,9860	0,9450	1,65	2,16
	At-V	107	1,84	0,297	0,9900	0,9761	1,98	2,82
Плиты ребристые	A-IIIв	103	1,49	0,194	0,9514	0,9207	1,41	2,52
	A-IV	56	1,83	0,308	1,0000	0,9788	2,05	2,70
	A-IIIв	56	1,64	0,280	1,0000	0,8900	1,23	2,28
Балки*								
С обычным армированием	A-III	380	2,15	0,66	0,9947	0,9357	1,52	1,74
	A-III	59	2,55	0,69	1,0000	0,9788	2,03	2,24
	A-III	149	1,92	0,62	0,9930	0,8906	1,23	1,48
Плиты ребристые	A-III	109	1,69	0,27	0,9900	0,9761	1,98	2,55
	A-III	232	1,66	0,30	0,9913	0,9599	1,75	2,20
	A-III	48	1,69	0,358	0,8958	0,8621	1,09	1,92
Ригели*	A-III	360	1,85	0,450	0,9888	0,9406	1,56	1,89
	B-I							
	A-III	122	1,90	0,580	0,9262	0,8484	1,03	1,55
Перемычки*	B-I							

* Разрушение по бетону сжатой зоны.

Для оценки фактического уровня надежности конструкций заводского изготовления использованы результаты испытаний, проведенных специализированными организациями. Всего проанализировано 2500 результатов испытаний натуральных конструкций, в том числе 1400 без предварительного напряжения арматуры, 800 преднапряженных со стержневой арматурой и 300 преднапряженных с проволочной и канатной арматурой.

Оценка надежности проводилась так же, как и лабораторных образцов. В табл. 2 приведены данные обработки результатов испытаний. Подавляющая часть конструкций разрушилась вследствие значительных деформаций при напряжениях в арматуре, превышающих предел текучести физический или условный или вследствие раздробления бетона сжатой зоны.

Во всех случаях надежность натуральных конструкций выше надежности лабораторных образцов.

Высокая надежность натуральных конструкций не может быть следствием высокого качества стали. Статистический анализ результатов 3875 серий испытаний арматуры различных классов на заводах Москвы и Харькова показал, что надежность нормативных сопротивлений стали классов А-III и А-II ниже нормируемого уровня, а стали классов А-IV и Ат-V близка к нормируемому [2]. Повышенная надежность типовых конструкций заводского изготовления при ξ , существенно меньше ξ_R , может быть вызвана только превышением фактической площади сечения арматуры над требуемой по расчету. Такое превышение имеет место на стадии проекти-

рования при подборе площади сечения по существующему сортаменту и при изготовлении конструкций в производственных условиях вследствие замены диаметров [2].

Для оценки завышения площади поперечного сечения на стадии проектирования был сделан выборочный расчет типовых балок и многопустотных плит (всего 58 конструкций со стержневым армированием). Площадь сечения определялась из расчета по I предельному состоянию. Для каждой конструкции определялась требуемая по расчету ($F_a^{тр}$) и предусмотренная проектом ($F_a^{пр}$) площадь сечения рабочей арматуры, а также отношение $F_a^{пр}/F_a^{тр}$. Среднее значение этого отношения для выборки равно 1,1, максимальное — 1,3. Для дорожных плит серии 3.503-17 среднее значение отношения равно 1,21, а для железобетонных подстилающих слоев полов промышленных зданий серии ПСП 1.44-1 среднее значение отношения $F_a^{пр}/F_a^{тр}$ еще выше.

Замены диаметров в производственных условиях и связанное с ними увеличение площади сечения арматуры особенно заметны в конструкциях с небольшими диаметрами [4].

Чтобы оценить влияние замен, были собраны результаты испытаний 400 натуральных конструкций заводского изготовления, в которых фиксировались отклонения от проектного армирования. Из них были отобраны 93 конструкции с проектным армированием сталью класса А-III (плиты прямоугольного сечения и многопустотный настил). Гисто-

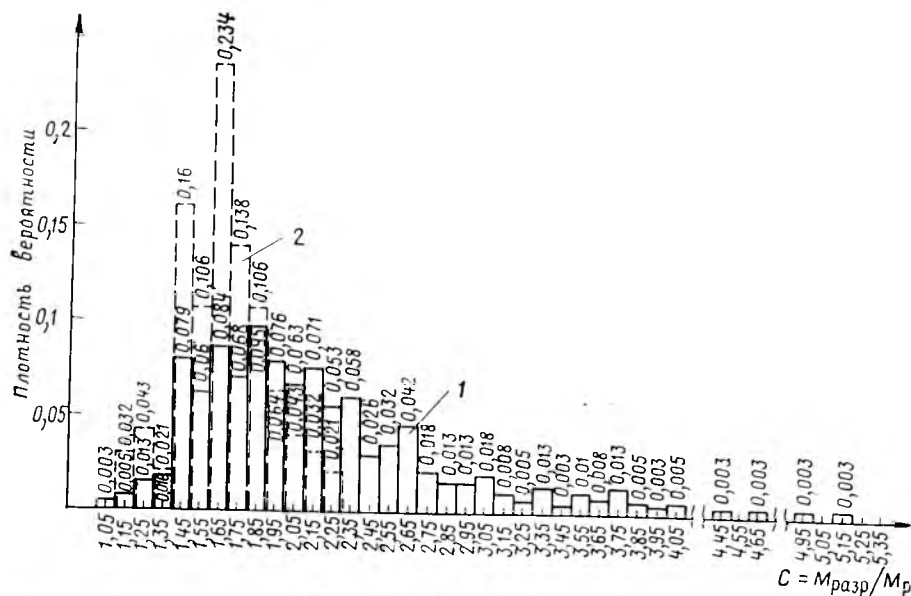


Рис. 2. Гистограмма распределения величины C для конструкций производственного изготовления, армированных сталью класса А-III

1 — при возможной замене диаметров; 2 — без замены диаметров

грамма распределения плотности вероятностей величины C для этой выборки (рис. 2) сопоставлена с идентичной гистограммой выборки из табл. 2, для которых не фиксировались отклонения от проектного армирования. Для выборки конструкций с возможными заменами диаметром среднее значение C равно 2,15, для выборки конструкций без

замен диаметров оно равно 1,66. Разность, по-видимому, характеризует максимальный перерасход арматуры вследствие замены диаметров.

Реальным путем сокращения перерасхода арматуры на стадии проектирования является введение в расчет минусовых допусков при подборе проектной площади сечения. Это означает, что

принимаемая в проекте площадь сечения рабочей арматуры может быть несколько меньше требуемой по расчету. Уменьшение площади сечения приведет к снижению надежности, но минимальный необходимый уровень надежности каждой проектируемой конструкции должен быть обеспечен. Задача назначения допуска сводится к выбору минимального уровня надежности конструкции в зависимости от их функционального назначения и степени ответственности.

Уменьшение потерь арматуры вследствие замены диаметров в производственных условиях возможно путем вариантного проектирования основных арматурных элементов с наиболее частыми заменами диаметров [4].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бердичевский Г. И., Сапожников Н. Я. Особенности расчета и проектирования изгибаемых железобетонных конструкций с экономической ответственностью: Доклад на IX Международном конгрессе ФИП. — М., 1982. — 21 с.
2. Сапожников Н. Я. Оценка влияния перерасхода арматуры при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций на их надежность // Эффективные конструкции производственных зданий. — М.: ЦНИИПромзданий, 1983. — С. 80–95.
3. Сапожников Н. Я., Бердичевский Г. И., Бруссер М. И. Статистический анализ прочности бетона в возрасте 28 суток (по данным заводских испытаний) // Бетон и железобетон. — 1983. — № 5. — С. 27–29.
4. Сапожников Н. Я. О перерасходе металла вследствие замены диаметров арматуры // Бетон и железобетон. — 1983. — № 10. — С. 8–10.

УДК 69.057.12-413

Б. Н. ВОЛЫНСКИЙ, В. И. ЛЕПСКИЙ, инженеры (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов); Л. Д. МАЛАЧЕВСКИЙ, инж. (КиевЗНИИЭП)

Способы расчета элементов крупнопанельных общественных зданий на вертикальные нагрузки

Одной из первоочередных задач в области строительства общественных зданий является повышение степени их полносборности, уменьшение построечных трудовых затрат, сокращение продолжительности возведения. С решением именно этих проблем связана разработка серии 1.090.1-1 «Сборные железобетонные конструкции для крупнопанельных общественных зданий и вспомогательных зданий промышленных предприятий с высотой этажа 3 и 3,3 м». Серия утверждена Госстроем СССР и введена в действие с 1 января 1984 г.

Конструктивные решения основных изделий, входящих в состав серии 1.090.1-1 и узлов их сопряжения, выполнены по типу решений, применяемых при строительстве крупнопанельных жилых зданий. Тем не менее проектирование крупнопанельных общественных зданий имеет свою специфику. Она связана с необ-

ходимостью решения планировочных задач самых разнообразных по функциональному назначению общественных зданий, определяет их нерегулярную планировочную структуру, возможность свободного сочетания наружных и внутренних стен в плане, с широким диапазоном расчетных вертикальных нагрузок.

Пространственная жесткость здания обеспечивается по связевой схеме продольными и поперечными стенами, которые будем называть диафрагмами по аналогии с многоэтажными каркасными зданиями. Диафрагмы жесткости объединяются между собой дисками междуэтажных перекрытий в единую пространственную систему, воспринимающую все нагрузки, вызывающие горизонтальные перемещения.

Проверка прочности стеновых панелей при действии вертикальной нагрузки сводится к определению несущей спо-

собности горизонтальных сечений, одно из которых расположено посередине высоты панели, а другое — в опорной зоне (в месте стыка панелей в уровне перекрытий). Наименьшее из полученных значений несущей способности сечений является критерием прочности стеновой панели.

Такие расчеты выполняются в соответствии с Инструкцией по проектированию конструкций панельных жилых зданий ВСН 32-77, что является достаточно сложным и трудоемким.

Для исключения трудоемких вычислений при проектировании крупнопанельных общественных зданий в серии 1.090.1-1 приведены графики изменения несущей способности панелей внутренних и наружных стен в зависимости от схемы загрузки опирающимися на них плитами перекрытий. Пользование графиками значительно упрощает про-

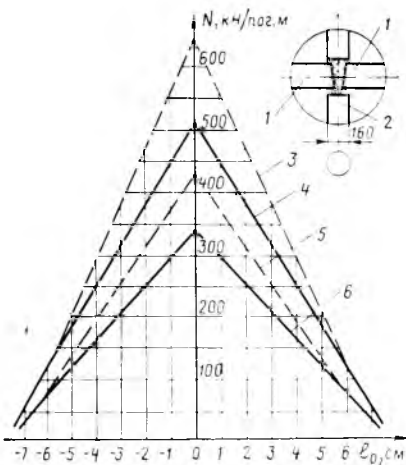


Рис. 1. График несущей способности платформенного стыка внутренней стены

1 — плита перекрытия; 2 — панель внутренней стены; 3 — бетон марки М 200 с косвенным армированием приопорных зон; 4 — бетон марки М 250; 5 — бетон марки М 150 с косвенным армированием приопорных зон; 6 — бетон марки М 150

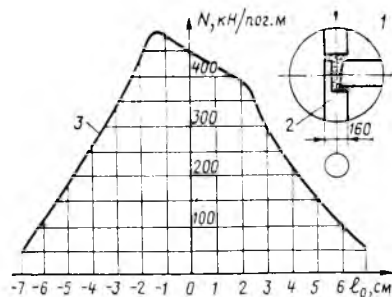


Рис. 2. График несущей способности комбинированного стыка внутренней стены

1 — плита перекрытия; 2 — панель внутренней стены; 3 — бетон марки М 150

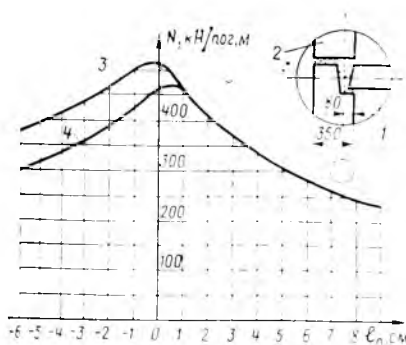


Рис. 3. График несущей способности комбинированного стыка наружной стены

1 — плита перекрытия; 2 — панель наружной стены; 3 — для рядовых панелей; 4 — для панелей 1-го этажа

верку прочности панелей при действии вертикальных нагрузок.

Анализ результатов расчета прочности внутренних стен крупнопанельных зданий с высотой этажа до 3,3 м при двухстороннем опирании плит перекрытий показал, что их несущая способность определяется прочностью горизонтальных платформенных стыков, представ-

ленных на графиках (рис. 1). Графики построены в системе координат e_0-N на основе расчетов в соответствии с ВСН 32-77; e_0 — эксцентриситет приложения продольной силы относительно оси панели. Значение e_0 определяется из отношения M/N , где M и N — изгибающий момент и нормальная сила, проходящие на 1 пог. м рассматриваемого сечения.

Графики несущей способности внутренних и наружных стен при одностороннем опирании на них плит перекрытий приведены на рис. 2 и 3. Границы несущей способности панелей определяются неравенством $[N] \leq \min(N_{сеч}; N_{ст}) = f_0$, т. е. несущая способность стеновой панели в зависимости от эксцентриситета приложения продольной силы определяется меньшей из двух величин — прочностью среднего сечения панели $N_{сеч}$ или прочностью комбинированного стыка $N_{ст}$. Прочность комбинированного стыка $N_{ст}$ в зависимости от эксцентриситета продольной силы относительно оси, проходящей через центр жесткости опорного сечения, определяется:

при положении силы N со стороны контактной площадки стыка $N_{ст} = [N_k] + N_{пл}$; где $[N_k]$ — несущая способность контактной площадки стыка при рассматриваемом эксцентриситете e_0 силы N ; $N_{пл}$ — прочность платформенной площадки стыка при том же эксцентриситете;

при положении силы N со стороны платформенной площадки стыка $N_{ст} = N_k + [N_{пл}]$, где $[N_{пл}]$ — несущая способность платформенной части стыка при рассматриваемом эксцентриситете e_0 силы N ; N_k — прочность контактной площадки стыка при том же эксцентриситете.

Расчетами установлено, что несущая способность внутренних стен с комбинированными стыками в зависимости от величины e_0 определяется прочностью либо стыка, либо среднего сечения панели, а несущая способность наружных стен с комбинированными стыками определяется прочностью стыка.

Таким образом, в конкретном проекте проверка прочности внутренних стен с двухсторонним опиранием плит перекрытий и наружных стен с односторонним опиранием плит производится следующим образом. Определяются момент и нормальная сила в верхнем и нижнем опорных сечениях стыкуемых панелей; определяются соответствующие значения эксцентриситета для каждого из рассматриваемых сечений; на графиках находят положение точек с координатами e_0, N . Прочность стыков (а следовательно, панелей) считается обеспеченной, если точки расположены внутри области, ограниченной графиком.

Проверка прочности внутренних стен с односторонним опиранием плит перекрытий производится аналогично. При этом нормальная сила и момент определяются не только в верхнем и нижнем опорных сечениях стыкуемых панелей, но и в среднем по высоте этажа их сечении. Определив соответствующие значения e_0 для каждого из рассматриваемых сечений, находят положение точек с координатами e_0, N на графиках. Прочность стыка считается обеспеченной, если точка с координатами e_0, N расположена внутри графика.

Выводы

Применение крупнопанельных конструкций снижает трудозатраты при возведении общественных зданий, сокращает продолжительность строительства, отвечает требованиям комплексной застройки районов.

Проектирование крупнопанельных общественных зданий имеет свою специфику, связанную с многообразием объемно-планировочных задач, отвечающих требованиям к зданиям различного назначения.

Для практических расчетов построены графики несущей способности элементов крупнопанельных зданий, позволяющие свести трудоемкие расчеты прочности к графическому сопоставлению усилий, действующих в расчетных сечениях элементов с параметрами их несущей способности.

Авторские свидетельства*

№ 12*

№ 1220800. Ярославский политехнический ин-т. В. М. Дудин, Г. Н. Попов, С. В. Разумов и др. **Виброплощадка.**

№ 1220801. Гипростроммаш. А. И. Семенов. **Бетоноукладчик.**

№ 1220802. Белорусский научно-исследовательский и проектно-технологический ин-т организации и управления строительством. Л. Г. Пилипейко, А. И. Ташкевич и М. В. Шпак. **Способ автоматического регулирования формованием трубчатых строительных конструкций центрифугированием.**

№ 1220803. РПТПО Росортгестрой. О. М. Лукин, Н. В. Зуб и В. М. Верещагин. **Устройство для изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей.**

№ 1221217. СПКО Орггестром. К. В. Розе, А. Е. Гуревич, Я. Я. Вилшкерст и др. **Сырьевая смесь для изготовления теплоизоляции.**

№ 1221218. СПКО Орггестром. К. В. Розе, А. Е. Гуревич, Ю. Г. Дудеров и др. **Сырьевая смесь для изготовления легкого жаростойкого бетона.**
№ 1221302. Уральский электромеханический ин-т инженеров железнодорожного транспорта. Б. В. Воронин, Г. Н. Дерябин, В. Л. Жулидов и др. **Арматура для бетона.**

№ 1221303. Л. С. Война, В. И. Евдокимов, В. С. Каунии и В. А. Андреев. **Устройство для предварительного напряжения железобетонных резервуаров.**

* См.: Открытия. Изобретения. 1986.

УДК 624.154.33:539.4

М. И. БУРАЕВ, инж. (Уральский филиал ВАМИ)

Прочность бетона в набивных сваях

Для использования отходов производства энергетической (зола), алюминиевой (бокситовый шлам), асбестовой (песок, щебень) промышленности для приготовления бетонов, применяемых в набивных сваях, необходимо использовать прочность по длине бетонного ствола.

Химический состав красного шлама, %: Fe_2O_3 — 39...46; Al_2O_3 — 17...19; SiO_2 — 6,7...10,9; CaO — 7,4...9,9; Na_2O — 6,4...4,2; Fe_2O_5 — 0,2...0,3; TiO_2 — 4,4...6,9 и другие. Красный шлам — тонкодисперсный материал с содержанием 90% частиц радиусом 10 мкм. Гранулометрический состав образцов шлама Уральского алюминиевого завода характеризуется следующим пределом содержания фракции, %: 5 мкм — 42...57; 5...10 мкм — 6...12; 10...15 мкм — 2...8; 15...20 мкм — 8...15; 20...26,5 мкм — 11...25; плотность 3,18...3,4 г/см³.

Химический состав зол Экибастузского бассейна (% по массе): CaO — 1,6; SiO_2 — 62,5; Al_2O_3 — 29,5; Fe_2O_3 — 3; CO_2 — 0,18; п. п. п. — 3,22; удельная поверхность золы 3000...5000 см²/г.

Отходы асбестообогажительных фабрик комбината «Ураласбест» применяют в виде дробленого песка (1...3 мм) и щебня (20...40 мм; 40...70 мм). Отличительная особенность песков из отходов производства комбината «Ураласбест» заключается в шероховатой поверхности зерен продолговатой формы и наличии асбестовых волокон. В качестве вяжущего применяли сухожоложский портландцемент. Исследовали бетонные стволы набивных свай, а для контроля прочности — образцы бетона с ребром 10, 15 и 20 см, испытанные согласно ГОСТ 10180—78, одинакового исходного состава Ц:П:Щ:В = (3...3,8) : (6...8) : 11,0 : (1,8...2). В данных составах 20...30% песка или цемента заменяли золой или бокситовым шламом*.

Бетон в процессе изготовления набивных свай уплотняли вибратором с гибким валом или соленоидным электромагнитным устройством (рис. 1). Длина соленоидного устройства 100 см, диаметр 200...300 мм. Принцип работы устройства при уплотнении бетона набивных свай состоит в том, что вибробулава в рабочем состоянии с помощью рукоятки перемещается внутри корпуса соленоида, пересекая его электромагнитные силовые линии. В результате создается электромагнитное силовое поле, наиболее значительное на торцах соленоида (см. рис. 1). Под действием ви-

рационных усилий вибратора и магнитных силовых линий электромагнита соленоида ферромагнитные частицы составляющих бетона концентрируются в контактной зоне «свая — грунт». Наибольший эффект достигается при уплотнении бетона в набивных сваях в наклонном состоянии. При электромагнитном уплотнении бетона в набивных сваях бокситовый шлам или зола совместно

с цементным молоком частично перемещаются в контактную зону «свая — грунт» (см. рис. 1).

Проектирование набивных свай, уплотненных вибратором с гибким валом или соленоидным устройством**, затруднительно без знания закона распределения прочности бетона в набивных сваях в условиях специфического температурного и влажностного режима их твердения.

Эксперименты выполняли в промышленных условиях на стройплощадках в Пышме, Камышлове, Каменске-Уральском, Сухом Логу, Асбесте. Для исследования прочности бетона набивных свай в глинистых грунтах изготавливали сваи диаметром $d_{св} = 400...600$ мм, длиной 5...6 м. Твердение бетона набивных свай происходило по методу термоса, электропрогревом бетона (до 80°C) в кузовах автомашин с последующей укладкой в тело грунтовой скважины и выдерживанием в течение 10 сут по методу термоса, с применением для ускорения твердения бетона (до 2% массы цемента) химических добавок (поташ) с последующим выдерживанием 28 сут по методу термоса, электропрогревом бетона в теле набивной сваи, комбинированным методом. Технология твердения бетона по методу термоса заключается в том, что оголовки на поверхности набивной сваи толщиной 40...60 см, $R = 0,6...0,8$ м закрывали сухими опилками и выдерживали 28 сут.

Электропрогрев бетона на месте изготовления набивных свай осуществляли через установленные в тело бетона два арматурных каркаса $\varnothing 10$ А-1, к оголовкам которых подавался электрический ток $U = 36$ В. При этом между арматурой создавалось электрическое поле. Оголовки набивных свай закрывали опилками и в течение 10 сут выдерживали.

Из 24 стволов набивных свай колонковым способом на всю их длину были отобраны бетонные керны и испытаны на прочность. Для удобства анализа их прочность пересчитали на прочность в 28-суточном возрасте. Исследование зависимости прочности бетона от глубины отбора позволило построить графики изменения прочности бетона по длине набивной сваи (рис. 2). Как видно из рис. 2, прочность бетона набивных свай, уплотненного вибратором с гибким валом и твердеющего по методу термоса,

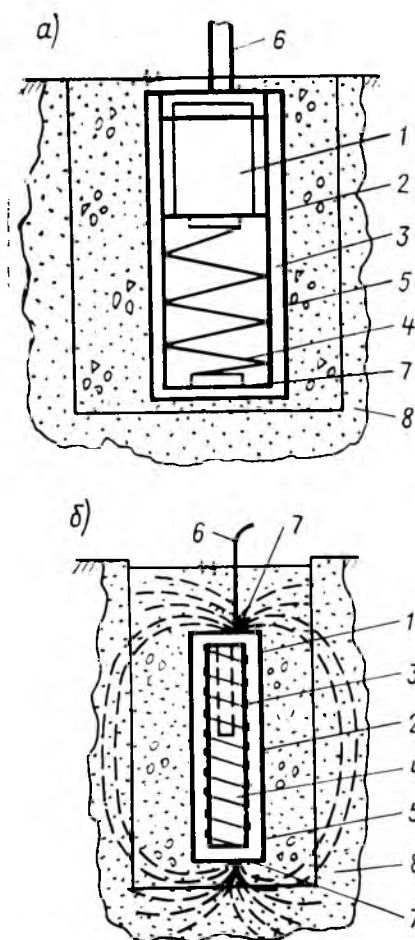


Рис. 1. Устройство для изготовления набивных свай

а — виброэлектромагнитный уплотнитель бетона; б — принципиальная схема работы виброэлектромагнитного уплотнителя бетона набивной сваи: 1 — вибробулава; 2 — внешний металлический алюминиевый корпус; 3 — проволочная обмотка; 4 — пружина; 5 — внутренний алюминиевый корпус виброэлектромагнита; 6 — рукоятка вибробулавы и электропитание; 7 — верх и днище соленоида; 8 — упорочная контактная зона «свая — грунт»

* А. с. 783268 СССР, МКПЗ С 04 б 15/00. Бетонная смесь / М. И. Буряев, В. А. Кошелев, С. Ю. Панухин (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1980. — № 44. — С. 18.

** А. с. № 503982 СССР, МКПЗ Е 02 d 5/00. Способ изготовления в грунте набивной сваи / М. И. Буряев, А. Н. Тетюров (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1976. — № 7. — С. 36.

электропрогрева, введения в бетон химических добавок, увеличивается по длине, достигая максимума 0,3...0,6 l_c ствола, а затем постепенно уменьшается. Такое изменение объясняется концентрацией на верхнем участке (0...0,1 l_c/l_0) цементного молока и низкого содержания крупного заполнителя, оседающего по стволу под действием силы тяжести. Наибольшее его скопление отмечается в нижней части набивных свай (0,8...0,9 l_c/l_0), что согласуется с данными обработки результатов замеса площади крупного заполнителя в бетонных шпихах, выпущенных из кернов, отобранных с разных глубин набивных свай. Прочность бетона набивных свай зависит также от составляющих бетона и технологии его изготовления. Установлено (см. рис. 2), что прочность бетона в набивных сваях на кварцевых щебнях (без золы или бокситового шлама) и песка комбината «Ураласбест» на 10...15% меньше, чем бетона с добавкой 20...30% золы или бокситового шлама взамен песка. Наибольшую прочность бетона в набивных сваях имеют составы на песке и щебне комбината «Ураласбест» с заменой 30% песка бокситовыми шламами.

Прочность бетона в стволах набивных свай, изготовленных с использованием соленоидного электромагнитного устройства, твердеющих по принципу предварительного электропрогрева бетона в кузовах автомашин, а также комбинированному способу, методу термоса, электропрогрева, с химическими добавками наверху и внизу, меньше, чем посередине свай. Параболический характер изменения прочности по высоте набивной свай из местных материалов объясняется тем, что при данной технологии изготовления свай наверху и внизу концентрируется цементное молоко и асбестовая пыль, входящая в состав песка и щебня комбината «Ураласбест». В нижней части наблюдается скопление крупного заполнителя, который оседает под действием силы тяжести. В средней части ствола набивной свай прочность бетона из местных материалов значительно выше. Это объясняется равномерным распределением по сечению составляющих бетона и концентрацией в этой зоне бокситового шлама, золы и асбестового волокна, значительным влиянием электромагнитного способа уплотнения бетона. Прочность бетона в сваях зависит также от составляющих бетона. Наибольший эффект наблюдается у бетонов, имеющих в составе 30% бокситового шлама взамен песка и асбестового волокна. Установлено, что асбестоволокно в период затвердевания смеси поглощает воду, уменьшает содержание воды в цементном камне. При гидратации вяжущего содержание свободной воды уменьшается, а при твердении возникает обратный процесс миграции воды в цементном камне и контактной зоне, что способствует образованию плотной структуры средней кольцевой зоны бетона набивной свай и повышение в средней кольцевой зоне прочности бетона (0,3...0,7 l_c/l_0). Применение электромагнитного способа уплотнения бетона набивных свай увеличивает его прочность до 20% по сравнению с уплотнением бетона в набивных сваях гибким валом. Это достигается совместным действием при изготовлении набивных свай электромагнита и вибратора на бокситовый шлам, цементное молоко, золу, асбест, что приводит их к перемещению в контактную зону «свая — грунт» и уплотнению поверхностного слоя бетона, а также контактной зоны.

На основании математической обработки результатов эксперимента предлагается зависимость прочности бетона набивных свай от их составляющих, технологии изготовления и твердения

$$R_6 = A R_{ц} (Ц/В - 0,45) \sum_{i=1}^n k_i,$$

где R_6 — предел прочности шламобетона или золобетона при сжатии в возрасте 28 сут нормального твердения; A — коэффициент, принимаемый в зависимости от свойств материала; $R_{ц}$ — активность цементно-золы или цементно-шламовой смеси, МПа; $Ц/В$ — золоцементно-водное или шламоцементно-вод-

ное отношение в бетоне; $\sum_{i=1}^n k_i$ — техно-

гический коэффициент изготовления набивных свай; n — число технологических факторов, влияющих на прочность набивной свай.

При анализе приведенной формулы на ЭВМ М-222 установлено, что она с точностью до $\pm 10\%$ составляет 70% опыт-

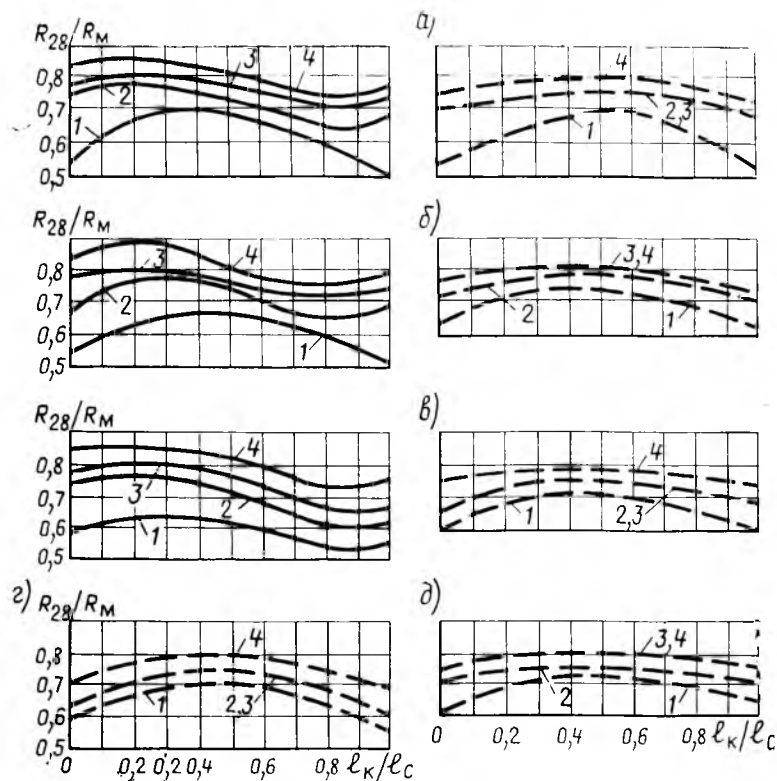


Рис. 2. Изменение прочности бетона набивных свай в зависимости от технологии твердения а — метод термоса; б — электропрогрев; в — введение химических добавок (поташ); г — предварительный электропрогрев бетона в кузовах автомашин; д — комбинированный способ 1 — бетон на крупных (щебень) кварцевых заполнителях и асбестовых песках комбината «Ураласбест» без добавок золы или бокситового шлама; 2 — то же, с добавкой 30% золы взамен песка; 3 — то же, бокситового шлама; 4 — то же, на заполнителях комбината «Ураласбест» и 30% бокситового шлама взамен песка — уплотнение бетона в набивной свае вибратором с гибким валом; — — — то же, электромагнитным устройством; R_{28} — прочность бетона в 28-суточном возрасте; R_m — то же, в момент отбора проб; l_c — длина набивной свай; l_k — длина от верха свай до места отбора пробы

ных значений; с точностью до $\pm 15\%$ 50% в пределах $\pm 30\%$ удовлетворяет 90% экспериментальных значений прочности бетона в набивных сваях.

Выполненные технико-экономические расчеты позволяют сделать вывод о том, что применение отходов производств для изготовления набивных свай и электромагнитного способа их уплотнения снижает на 30...40% себестоимость, повышает несущую способность и прочность набивных свай.

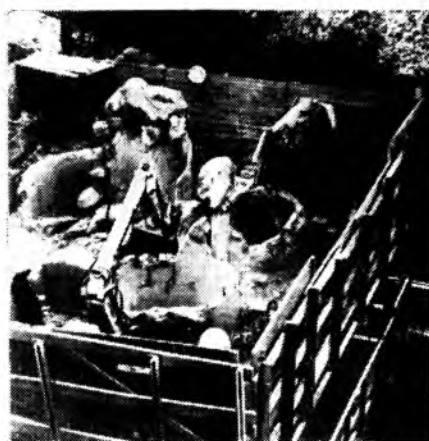
УДК 697.8:69.059.62

Снос железобетонной дымовой трубы

По сообщению журнала «Мировое строительство», недавно в Швеции в процессе реконструкции теплостанции «Хогдалверкет» был осуществлен оригинальный проект сноса высотной железобетонной дымовой трубы.

Сносу подлежала труба высотой 110 м, состоящая из четырех дымовых каналов внутренним диаметром 216 см каждый и соединенных между собой железобетонной стенкой в форме клеверного листа. Толщина стенок трубы и контурных соединений составляла 200...400 мм при очень высоком насыщении их рабочей стержневой арматурой диаметром 12...35 мм.

Сильная стесненность площадки и ограничение в сроках создавали опреде-



ленные трудности для подрядчика (специализированной фирмы «Свенска Риптекик»), в том числе невозможность применения обычных методов и техники сноса железобетонных сооружений. Поэтому процесс разрушения бетонных стенок решили вести в направлении сверху вниз с немедленной уборкой разрушенного бетона. С этой целью запроектировали две передвижные, располагающиеся одна над другой платформы в виде прямоугольных подмостей вокруг трубы. Нижняя платформа с шириной проходов 1,5 м имела массу 10 т, а масса верхней при ширине проходов 3 м достигала 21 т.

После сооружения на уровне земли нижней платформы над ней смонтировали верхнюю, и между платформами в четырех углах зафиксировали гидравлические домкраты. По окончании монтажа верхнюю платформу с помощью домкратов подняли вдоль трубы на высоту 950 мм. С этой платформы в стенках дымовых каналов с помощью бура с алмазной головкой высверлили по одному отверстию диаметром 100 мм. В них были вставлены и закреплены стальные нагели, на которые затем передавался вес верхней платформы. После фиксации последней с помощью тех же домкратов производилось подтягивание нижней платформы и ее закрепление к нагелям. Затем домкраты вновь поднимали верхнюю платформу, и процесс ступенчатого подъема продолжался до самого верха трубы. Продолжительность каждой ступени подъема колебалась от 10 мин до 1 ч.

После достижения верха трубы обе платформы в обратном порядке, используя закрепленные нагели, были опущены до отметки 40 м над землей. В этом положении с помощью башенного крана на них установили оборудование для раз-

рушения бетона и резки арматуры. При этом использовали компактные малогабаритные машины, в том числе два гидромолота «Атлас Копко» и две машины типа «Брокк» со сменными насадками и дистанционным управлением. Полная загрузка платформы оборудованием составляла 8,5 т. Работу вели в две смены, причем в каждой смене трудилось 4 человека.

Для сброса вниз бетонного боя использовали дымовые каналы трубы. Для смягчения удара на их дно заранее уложили маты, изготовленные из разрезанных старых резиновых автопокрышек. В нижней части каналов были проделаны специальные отверстия, через которые выгружали бой для удаления его с площадки сноса трубы.

Весь процесс сноса дымовой трубы занял 4 недели.

В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук

Новые книги

Чителаури Г. И. Проектирование предприятий сборного железобетона: Учеб. для вузов. — М.: Высш. шк., 1986. — 312 с.

Шалимо М. А. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии: Учеб. пособие для вузов. — Минск: Высш. шк., 1986. — 200 с.

Горбовец М. Н. Изготовление гипсобетонных изделий: Учеб. для СПТУ. — 2-е изд., перераб., доп. — М.: Высш. шк., 1986. — 183 с.

Нащевский Ю. Д. Повышение теплозащитных свойств панелей из легкого бетона. — Киев: Будивельник, 1986. — 87 с.

Красновский Б. М., Сагадеев Р. А. Монолитный бетон на индустриальной основе. — М.: Знание, 1986. — 63 с.



УДК 691.87:693.554:620.194

Алексеев С. Н. Коррозия арматуры и повышение защитного действия бетона // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. С. 3—4. Приведены основные теоретические положения, характеризующие коррозионное состояние стальной арматуры железобетонных конструкций. Даются практические рекомендации по повышению долговечности конструкций в средах, вызывающих коррозию арматуры. Ил. 1, список лит.: 5 назв.

УДК 691.327:620.193.2

Иванов Ф. М., Любарская Г. В., Чехний Г. В. Коррозионная стойкость бетона в водах с сульфатами и бикарбонатами // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. С. 5—6. Приведены результаты исследования коррозионной стойкости цементного камня, цементного раствора и бетона в растворах сульфатов различной концентрации при различной бикарбонатной щелочности. Показано влияние бикарбонатных ионов на степень агрессивности сульфатных сред. Предложено изменить показатели норм агрессивности воды-среды для бетона по содержанию сульфатов при одновременном содержании в воде бикарбонатной щелочности (временная жесткость). Табл. 2, ил. 6, список лит.: 6 назв.

УДК 691.87:693.554:620.194

Степанова В. Ф., Савин В. И., Егорова Е. М. Условия сохранности стальной арматуры в поризованном арболите // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 8—9. Представлены результаты исследования коррозионного поведения стали в поризованном арболите с различными видами химических добавок. Предложены способы обеспечения длительной сохранности арматуры при воздействии на бетон некоторых агрессивных газозвуковых сред. Табл. 3, ил. 3, список лит.: 2 назв.

УДК 691.327:666.9—16

Холошин Е. П., Антропова В. А., Чугунова С. Л. Бетоны высокой стойкости на природных пористых заполнителях // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 10—11. Приведены характеристики вулканических шлаков Камчатки и бетонов на их основе гидротехнического и дорожного строительства. Дается оценка влияния пористого заполнителя на долговечность и плотность бетона. Получены бетоны марок 200—500 высокой морозостойкости Мрз 300—600 и водонепроницаемости В6—В14. Для исследуемых бетонов полный объем пор находится в пределах 25...32%, объем открытых пор — 13...19%, объем условно-замкнутых пор 12...17% и объем резервных пор — 3...5%. Табл. 5, список лит.: 2 назв.

УДК 691.327:553.636(213)

Розенталь Н. К., Суаснабар Х. Карбонизация бетона в условиях тропического климата // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 11—13.

Описаны результаты изучения карбонизации бетона в условиях тропического климата Кубы, выполненного методом натурального обследования железобетонных конструкций с различными сроками хранения в естественных условиях. Показано влияние качества бетона и условий хранения на карбонизацию. Карбонизация сильно ускоряется при систематическом облучении поверхности бетона солнцем и замедляется в затененных влажных местах. Особо плотный бетон в тропических условиях не карбонизируется. Табл. 2, ил. 2, список лит.: 6 назв.

УДК 624.012.45:667.6

Новгородский В. И. Особенности применения лакокрасочных покрытий для повышения долговечности конструкций // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 13—14.

Изложены результаты исследований лакокрасочных покрытий по бетону с целью защиты от коррозии и повышения долговечности железобетонных конструкций. Рассмотрены вопросы нормирования толщин и проищаемости покрытий в зависимости от условий эксплуатации, параметров защитного слоя бетона и ширины раскрытия трещин. Предложен расчетный способ назначения толщины и диффузионной проищаемости лакокрасочных покрытий, определены рациональные области применения обычных и трещностойких покрытий, приведена эффективность их применения. Ил. 1, табл. 4, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:620.193.4

Яковлев В. В. Прогнозирование коррозионной стойкости бетона в жидких кислых средах // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 15—16.

Предложена уточненная математическая модель коррозии бетона в жидких кислых средах. В начальной стадии имеет место контроль процесса, обусловленный подвозом агрессивной среды к поверхности бетона. При возрастании глубины коррозионного поражения процесс переходит во внутреннюю диффузионную область и его скорость определяется кинетикой переноса реагирующих веществ в прокорродированном слое бетона. Ил. 2, табл. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 691.327:620.193

Рояк Г. С., Грановская И. В., Трактирникова Т. Л. Предотвращение щелочной коррозии бетона активными минеральными добавками // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 16—17.

Изучено влияние активных минеральных добавок на расширение песчаных растворов, содержащих разное количество реакционноспособных включений по отношению к щелочам цемента. Установлено, что с увеличением активности добавки расширение может быть существенно уменьшено, что позволяет использовать портландцементы с повышенным содержанием щелочей. Ил. 3, табл. 2.

УДК 69.024:620.197

Шевяков В. П., Луговской Л. Н., Ильинцев В. И. Результаты обследования плит покрытия, эксплуатирующихся в условиях влажного режима // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 18. Приведены результаты натурального обследования железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в течение длительного времени в условиях высокой влажности. Выявлено, что при наличии знакопеременных температур в цехах с мокрым режимом происходит коррозия бетона и, как следствие этого, снижается несущая способность плит покрытия. Ил. 2.

УДК 691.327:620.193

Матвиенко В. А., Дрозд Г. Я., Губарь В. Н. Оценка роли биологического фактора в коррозии бетона // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 19—20.

Изучено влияние жизнедеятельности микроорганизмов в порах цементного камня на его долговечность. Их развитие при наличии питательной среды способствует выделению продуктов метаболизма (в основном CO_2) и вызывает снижение прочности образцов на 40%. Табл. 3, список лит.: 4 назв.

УДК 627.751.4

Шмурнов А. Е., Заславский И. Н., Рагольский С. З. Напорные центрифугированные трубы со стальным цилиндром для гидромелиоративного строительства // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 22—24.

Приведены основные направления совершенствования конструкции железобетонной центрифугированной трубы со стальным цилиндром, включая защиту труб от коррозии методом пропитки бетона петролатумом. Предложен графоаналитический способ расчета несущей способности трубы. Ил. 2, табл. 1.

УДК 691.32:496:620.178.4/6

Внуков О. А., Гроздов В. Т. Прочность и деформативность керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 26—27.

Приведены результаты экспериментального исследования характера деформирования конструкционного керамзитобетона при кратковременном динамическом нагружении аварийного типа. Проанализировано влияние высоких скоростей нагружения на прочностные и деформационные свойства равнопрочных тяжелого и легкого бетонов. Для описания кривой деформирования керамзитобетона предложена зависимость, обеспечивающая хорошую сходимость с экспериментом. Табл. 2, ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:539.4

Головнев С. Г., Вальт А. Б., Гольдсбергер М. М. Прочность выдерживаемого при различных температурах бетона // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 27—28.

На основе изучения кинетики роста прочности бетонов различных составов от технологических факторов и математических преобразований дается способ расчета прочности бетона, выдерживаемого при различных температурных режимах. Предложенная методика позволяет достаточно точно (погрешность не превышает 8%) рассчитывать прочность бетона в конструкциях, подвергнутых влиянию переменного температурного режима. Табл. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 666.97.03:666.97.022

Грушко И. М., Ольгинский А. Г., Мельник Ю. М., Львовский И. Г. Активация заполнителей цементного бетона // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 29.

Описан способ активации заполнителей цементного бетона растворами электролитов, позволяющий получить бетоны с повышенными прочностными и эксплуатационными свойствами. Приведена технология приготовления бетона с активированными заполнителями в ПО Сум-железобетон. Ил. 2, табл. 1.

УДК 691.87:691.714:658.516

Мамедов Т. И., Михайлов К. В. Предложения по унификации основных характеристик и условных обозначений арматурных сталей // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 32—33.

Рассмотрены вопросы унификации свойств и условных обозначений арматурной стали. Анализируется состояние вопроса за рубежом и в международных нормативных документах. Предлагается унифицированная для арматурных сталей всех видов система классификации новых условных обозначений. Табл. 1, список лит.: 6 назв.

УДК 69:621.929.003.13

Королев К. М. Критерий эффективности смесителей принудительного действия // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 34—35.

Предложен критерий эффективности смесителей принудительного действия тарельчатого типа, прямо пропорциональный активной поверхности лопастей, скорости вращения их, и обратно пропорциональный объему готового замеса. Показано, что энергоэффективность смешивания увеличивается с увеличением плотности приготавливаемой смеси при одинаковой продолжительности цикла и снижается при применении пластифицирующих добавок. Ил. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 620.179.16:620.149.19

Тулмышев М. Ш., Столярова Е. А., Омуров К. С. Дистанционный контроль прочности твердеющего бетона ультразвуком // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 35—36.

Изложены результаты исследования и внедрения дистанционного контроля прочности твердеющего бетона в пропарочных камерах ямного типа с помощью измерительной системы многоканального контроля КАТБ-2М. Использован соответствующий подход выбора репрезентативных участков для установки акустических зондов. Также проведен анализ распределения прочностных характеристик в бетоне изделий, проходящих термообработку в пропарочных камерах ямного типа. Ил. 5.

CONTENTS

Alekseev S. N. Reinforcement corrosion and upgrading the protective action of concrete
Ivanov F. M., Lyubarskaya G. V., Chekhny G. V. Corrosion durability of concrete in aggressive waters with sulphates and bicarbonates
Moskvin V. M. Calculations of concrete frost-resistance
Stepanova V. F., Savin V. I., Egorova E. M. Conditions of steel reinforcement safety in arbolite with air entraining agent
Kholoshin E. P., Antropova V. A., Chugunova S. L. High safety concretes with natural porous aggregates
Rozental' N. K., Suasnabar Kh. Concrete carbonization in tropical climate conditions
Novgorodsky V. I. Peculiarities of application the varnish-and-paint coating for development of structure durability
Yakovlev V. V. Prediction of corrosion concrete safety in liquid and acid media
Rojak G. S., Granovskaya I. V., Traktirnikova T. L. Preventing of concrete alkali corrosion by active mineral admixtures
Shevyakov V. P., Lugovskoy L. N., L'intsev V. I. Survey results of roof slabs being serviced in moisture regime conditions
Matvienko V. A., Drozd G. Ya., Gubar' V. N. Assessment of biological factor part in concrete corrosion
Petrov S. A., Sadikov V. P. Production of strop details with formed strip anchors
Vnukov O. A., Grozdov V. T. Strength and deformability of expanded clay lightweight concrete under short-term dynamic loading
Golovnev S. G., Valt A. B., Goldenberg M. M. Strength of concrete being cured under different temperatures
Mamedov T. I., Mikhailov K. V. Proposals concerning the standardization of main characteristics and symbols of reinforcing bar steel
Korolev K. M. Efficiency criterion for forced operation mixer
Tulemyshev M. Sh., Stoljarova E. A., Omurov K. S. Remote control of hardening concrete strength by ultrasound
Sapozhnikov N. Ya. Assessment of safety level for flexural precast reinforced concrete structures along normal sections
Volynsky B. N., Lepsky V. I., Malachevsky L. D. Design methods for members of large-panel public buildings for vertical loads
Buraev M. I. Concrete strength in built-in-place piles

CONTENU

Alexeev S. N. La corrosion des armatures et le perfectionnement de l'action protectrice du béton
Ivanov Ph. M., Lubarskaja G. V., Tchekhnyj G. V. La résistance à la corrosion du béton dans les eaux avec les sulfates et avec les bi-carbonates
Moskvine V. M. Sur les calculs de la résistance du béton au gel
Stepanova V. Ph., Savine V. I., Egorova E. M. Les conditions de la sûreté des aciers dans l'arbolithe porisé
Kholochine E. P., Antropova V. A., Tchougounova S. L. Les bétons à haute résistance sur les aggrégats naturels poreux
Rozental N. K., Souasnabar Kh. La carbonisation du béton dans les conditions du climat tropical
Novgorodsky V. I. Les particularités de l'application des revêtements en vernis-peintures pour l'accroissement de longévité des structures
Yakovlev V. V. La pronostique de la résistance à la corrosion du béton dans les milieux acides liquides
Rojak G. S., Granovskaja I. V., Traktirnikova T. L. La prévention de la corrosion alcaline du béton à l'aide des adjuvants minéraux actifs
Chevjakov V. P., Lougovskoj L. N., Iljintsev V. I. Les résultats des examinations des dalles du revêtement exploitées dans les conditions du régime humide
Matvienko V. A., Drozd G. Ya., Goubar V. N. L'évaluation de rôle du facteur biologique en corrosion du béton
Petrov S. A., Sadikov V. P. La production des éléments d'élingage avec des ancrés estampées en bandes
Vnukov O. A., Grozdov V. T. La résistance et la déformabilité du béton de kéramsite sous le chargement dynamique de courte durée
Golovnev S. G., Valt A. B., Goldenberg M. M. La résistance du béton maintenu sous les différentes températures
Mamedov T. I., Mikhailov K. V. Les propositions sur l'unification des caractéristiques principales et des symboles pour les aciers
Korolev K. M. Le critère de l'efficacité des mélangeurs d'une action forcée
Toulemyshev M. Ch., Stoljarova E. A., Omourov K. S. Le contrôle de distance de la résistance du béton durcissant par l'ultrason
Sapozhnikov N. Ya. Sur l'évaluation du niveau de la sûreté des structures flexibles préfabriquées en béton armé d'après les sections normales

INHALTSVERHALTNIS

Alekssew S. N. Bewehrungskorrosion und Erhöhung der Schutzwirkung von Beton
Iwanow F. M., Ljubarskaja G. W., Tschehnyj G. W. Korrosionsbeständigkeit des Betons im Wasser mit Sulfaten und Bikarbonaten
Moskwin W. M. Über Berechnung der Frostbeständigkeit von Beton
Stepanova W. F., Sawin W. I., Egorowa E. M. Erhaltungsbedingungen der Stahlbewehrung in porösen Arbolit
Holoschin E. P., Antropowa W. A., Tschugunowa S. L. Hochbeständige Betone mit porösen Naturzusatzstoffen
Rosental N. K., Suasnabar H. Betonkarbonisation in Bedingungen vom tropischen Klima
Nowgorodskij W. I. Besonderheiten der Anwendung von Lackfarbenüberzügen für Erhöhung der Betonbeständigkeit von Konstruktionen
Jakowlew W. W. Prognosen über Korrosionsbeständigkeit des Betons in flüssigen sauren Medien
Rojak G. S., Granowskaja I. W., Traktirnikowa T. L. Verhütung der alkalischen Betonkorrosion mit aktiven Mineralzusatzstoffen
Schewjakow W. P., Lugowskoj L. N., Iljinzew W. I. Untersuchungsergebnisse von bei Feuchtbehandlungsverfahren ausgenutzten Dachplatten
Matvienko W. A., Drozd G. Ja., Gubar W. N. Bewertung der Rolle vom biologischen Faktoren im Betonkorrosion
Petrov S. A., Sadikow W. P. Produktion von Anschlagbauteilen mit Stempelbandstahlankern
Vnukow O. A., Grosdow W. T. Festigkeit und Verformbarkeit des Keramitbetons bei kurzzeitiger dynamischer Belastung
Golownew S. G., Valt A. B., Goldenberg M. M. Festigkeit des unter verschiedenen Temperaturen gelagerten Betons
Mamedow T. I., Michailow K. W. Vorschläge zur Unifizierung von Hauptcharakteristiken und Kurzzeichen der Stahlbewehrung
Korolew K. M. Leistungskoeffizient für Zwangsmischer
Tulemyschew M. Sch., Stoljarowa E. A., Omurov K. S. Entfernungskontrolle über Festigkeit von hartenden Beton durch Ultraschall
Saposhnikov N. Ja. Über Bewertung des Zuverlässigkeitsniveaus von biegenden vorgefertigten Stahlbetonkonstruktionen nach normalen Querschnitten
Wolynskij B. N., Lepskij W. I., Malatschewskij L. D. Berechnungsverfahren der Bauteile von Grossplattengesellschaftsgebäuden unter vertikaler Belastung

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 13.05.86.
 Формат 60X90¹/₈.
 Тираж 14325 экз.

Печать высокая.

Подписано в печать 11.06.86.
 Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

Т-06689
 Уч.-изд. л. 9,28
 Зак. 181

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 издательств, полиграфии и книжной торговли
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

Авторские свидетельства

№ 7*

№ 1212802. НИИСК. Г. С. Андрианова, С. Г. Гудимов, Н. И. Сытник и др. **Установка для формования длинномерных пустотелых изделий из бетонных смесей.**

№ 1212803. НИИСК. А. А. Цейтлин и И. А. Демиденко. **Устройство для формования бетонных изделий криволинейного профиля.**

№ 1212804. НИЛ ФХММ и ТП. Л. И. Эпштейн, В. В. Чувырин, В. А. Заколотин и др. **Способ изготовления изделий из жестких бетонных смесей.**

№ 1212806. Новороссийский территориальный отдел СКТБ Главмосречстроя. А. П. Грищенко и В. Д. Данилович. **Приспособление для отрыва железобетонных изделий от поверхности формы.**

№ 1212807. Трест Казцветметремонт. Н. Д. Соклаков и Е. П. Козлов. **Сердечник опалубки для формования коробчатых изделий.**

№ 1212809. КИСИ. В. Н. Гарнец, И. Г. Гранковский, А. Г. Алиев и др. **Устройство для формования изделий из бетонных смесей.**

№ 1213005. ЦНИИОМТП и МХТИ. Е. Д. Козлов, Б. В. Жадановский, Т. В. Кузнецова и др. **Способ изготовления шлакощелочной бетонной смеси для монолитных строительных конструкций.**

№ 1213116. Алма-Атинский архитектурно-строительный ин-т. С. Р. Букейханов, Ж. Б. Байнатов, М. Ш. Хигер и др. **Сборное железобетонное сооружение**

№ 1213149. Государственный дорожный, проектно-исследовательский и научно-исследовательский ин-т. Е. Л. Крамер и М. А. Сумин. **Стык железобетонных плит.**

№ 1213151. Б. Е. Агаян. Железобетонное перекрытие.

№ 1213155. УкрНИИметаллов. Н. Ф. Грицук, А. К. Мирошниченко, В. Г. Кизиев и др. **Арматура для бетона.**

№ 1213156. Комбинат Стройиндустрия Главмоспромстройматериалов и МАТИ. В. В. Можняков, А. К. Вощечков, В. А. Анисимов и др. **Арматурный элемент для дисперсного армирования бетона.**

№ 1213157. Челябинский политехнический ин-т. Б. А. Евсеев, В. И. Портнягин, А. Ю. Пышминцев и др. **Арматурный элемент для дисперсного армирования бетона и устройство для его изготовления.**

№ 1213159. Рязанский филиал КТБ Стройиндустрия и НИИЖБ. В. А. Дианов, Л. К. Мараховский, А. В. Мотин и др. **Агрегат для непрерывной намотки на упоры форм преднапряженной арматуры.**

№ 1213207. Криворожский филиал ВНИИОМШС. Л. М. Немецалова, М. С. Сорин, Г. Н. Оньков и др. **Устройство для крепления горных выработок набрызг-бетоном.**

№ 8

№ 1214426. М. Н. Бордин. **Форма для изготовления предварительно напряженных коробчатых изделий из бетонных смесей.**

№ 1214427. ПТТ Оргтехстрой. Г. П. Махно, В. Т. Драченин и А. Н. Гончарук. **Установка для одновременного изготовления нескольких бетонных изделий.**

№ 1214428. СКБ Главстройпрома. Ю. В. Коротков, Э. П. Сокуренько, Д. И. Шиповалов и Р. И. Кваша. **Устройство для образования гнезд в железобетонных изделиях.**

№ 1214432. Черкасский завод Строммашина. Ю. В. Хорошанский, А. С. Лукоянов, В. Д. Кальченко и др. **Форма для изготовления бетонных изделий методом радиального прессования.**

№ 1214433. Киевский политехнический ин-т. А. А. Пашенко, В. П. Сорбин, В. А. Кобизский и др. **Способ изготовления трубчатых изделий центрифугированием.**

* См.: Открытия. Изобретения. 1986.

№ 1214434. УкрНИИГиМ. В. А. Евтуховский, Ю. А. Тышкевич, А. А. Пидюк и др. **Форма для изготовления виброгидропрессованных трубчатых изделий из бетонных смесей.**

№ 1214435. Днепропетровский филиал НИИСП и Днепропетровский инженерно-строительный ин-т. М. П. Данилов, В. Л. Эпштейн, И. Л. Ветвицкий и др. **Устройство для тепловой обработки изделий из бетонных смесей.**

№ 1214436. Ин-т механики АН УССР. В. Д. Лакиза, В. Н. Кичкин и В. А. Панихин. **Вибромешалка.**

№ 1214437. Челябинский политехнический ин-т. А. Ю. Пышминцев и Б. А. Евсеев. **Вибросмеситель.**

№ 1214438. Гомельский политехнический ин-т. О. И. Палий и А. В. Хребтов. **Смеситель.**

№ 1214622. Всесоюзный дорожный научно-исследовательский ин-т. В. И. Коршунов, Ю. Г. Ланге и А. М. Шейнин. **Способ приготовления бетонной смеси.**

№ 1214627. Новокузнецкое отделение УралНИИстрома и ПО Свердловскстройматериалы. Н. И. Федьнин, И. П. Супрун и Ю. И. Фещенков. **Способ приготовления ячеистобетонной смеси.**

№ 1214640. НИИСМИ. И. Б. Удачкин, С. Д. Лаповская, В. И. Юськович и П. Т. Троцко. **Способ изготовления полимербетонного покрытия.**

№ 1214874. НИИСК. В. Н. Мацевейко, О. А. Козодой, Б. И. Резниченко и А. В. Мацевейко. **Пространственный железобетонный каркас многоэтажного здания.**

№ 1214875. Украинское отделение ВНИПИэнергпрома. Л. Н. Вайнер, Ю. В. Пятов и К. И. Хармышев. **Секция сборно-разборного здания.**

№ 1214877. ГПИ Кишиневгорпроект. Н. Д. Грабойс, Б. Я. Флицман, Ю. М. Скринский и В. Г. Гарвардт. **Многоэтажное здание.**

№ 1214878. КИСИ. С. Р. Маркосян. **Перекрытие.**

№ 1214879. Мордовский государственный университет. В. И. Соломатов, В. П. Селяев, В. Д. Черкасов и др. **Строительный комбинированный слоистый элемент.**

№ 1214880. И. М. Шумай, Вик, И. Шумай и Вл. И. Шумай. **Ферма.**

№ 1214881. Уральский ПромстройНИИпроект. А. Н. Козачкова. **Металлическая ферма.**

№ 1214883. Белорусский политехнический ин-т. А. К. Лапчинский, Т. М. Пецольд, А. В. Токарев. **Железобетонная двухветвевая колонна.**

№ 1214884. В. А. Новиков и Н. И. Жданов. **Рабочий орган бетоноукладчика.**

№ 1214887. В. С. Еркович, Б. И. Петраков и Б. И. Корзюк. **Пневматическая опалубка.**

№ 1214888. Б. И. Петраков и А. А. Волоткович. **Способ возведения при помощи пневмоопалубки железобетонных сооружений (его варианты).**

№ 1214889. ЦНИИОМТП. Ю. Б. Чирков, Е. П. Мазов, Е. Д. Козлов и В. П. Гордеев. **Способ подачи бетонной смеси и устройство для его осуществления.**

№ 1214892. ПКБ Министерства плодоовощного хозяйства СССР. Я. И. Линецкий, А. М. Горбунов и Ж. Л. Кочарян. **Способ изготовления теплоизоляционного экрана узла сопряжения стенового ограждения и пола.**

№ 1214893. Ю. И. Белоус. **Сборно-монолитный предварительно напряженный железобетонный пояс зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, подрабатываемых территориях или в сейсмических районах.**

№ 9

№ 1216003. ЮжЗНИИЭП сельстрой. В. А. Воробьев, В. В. Соколов и И. А. Семкина. **Конвейерная линия для изготовления железобетонных изделий.**

№ 1216005. ЦНИИЭП жилища. Р. В. Крюков, В. Я. Фомичев, Б. К. Минкини и А. Я. Боград. **Технологическая ли-**

ния для изготовления объемных блоков типа «лежащий стакан».

№ 1216006. КТБ Стройиндустрия. Ю. С. Зятьков, В. Ф. Никитин, А. Е. Купавых и А. Д. Павленко. **Установка для изготовления объемных элементов.**

№ 1216008. Е. Ф. Ефремов, Ю. В. Сокольский и Н. Н. Егоров. **Пустообразователь.**

№ 1216011. А. И. Семенов. **Бетонукладчик.**

№ 1216012. Саратовский политехнический ин-т. А. Ф. Иванов, А. В. Потапов, Н. А. Горнаев и Н. В. Михайлов. **Устройство для уплотнения строительных смесей в форме.**

№ 1216166. Хабаровский политехнический ин-т. М. В. Чернов, М. И. Ядрышников, В. И. Судаков и С. В. Гурьев. **Добавка в бетонную смесь.**

№ 1216171. НИИ промышленного строительства. В. Д. Фаерштейн, Ю. Ф. Драган, Ю. И. Меркулов и А. Д. Козловский. **Способ изготовления гипсобетонной конструкции.**

№ 1216303. Тбилисская государственная академия художеств. Д. М. Тогонадзе. **Сборная оболочка покрытия цилиндрической формы.**

№ 1216304. МНИИЭП. Е. Д. Бровкин, Э. М. Лалаев и В. Б. Невзоров. **Строительный элемент с вентиляционной полостью.**

№ 1216305. ЦНИИПромзданий. Ф. Н. Рабинович, А. М. Туголуков, Ю. В. Фролов и др. **Строительная панель.**

№ 1216308. Оргэнергострой. М. Б. Поспелов и С. Н. Семенов. **Опалубка для бетонирования линейных сооружений.**

№ 1216309. А. Т. Лорман и Л. А. Хмара. **Устройство для перемешивания и подачи бетонных смесей.**

№ 1216310. МИСИ. С. Г. Арутюнов, А. А. Афанасьев и Г. Р. Исхакова. **Глубинный виброуплотнитель.**

№ 10

№ 1217668. КТБ Мосгорстройматериалы. В. Я. Шувалов, С. Л. Марьяновский и А. Ф. Хлопков. **Устройство для крепления формы на виброплощадке.**

№ 1217670. Воронежский инженерно-строительный ин-т. Л. Г. Гольденберг и В. Г. Пыльнев. **Вибрационное устройство для уплотнения бетонной смеси.**

№ 1217671. Ростовский инженерно-строительный ин-т. В. А. Невский, Н. Е. Макарова и В. С. Орлова. **Способ формования газобетонных изделий.**

№ 1217672. Киевский политехнический ин-т. И. А. Андреев, С. И. Доброногова, Ю. Е. Лукачи и др. **Способ формования бетонных изделий.**

№ 1217673. Ю. В. Сокольский, Н. Ф. Ефремов, В. П. Волков и Е. П. Муханов. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1217674. ВНИПИ титана. И. А. Григорович и Л. И. Жайворонок. **Кассетная форма.**

№ 1217675. КИСИ. Л. А. Шейнич, В. Д. Глуховский, Р. Ф. Рунова и Е. С. Кавалерова. **Способ изготовления строительных изделий.**

№ 1217676. СибЗНИИЭП. Б. Е. Павлючики и Г. О. Павлючик. **Устройство для заглаживания поверхности свежееотформованных изделий.**

№ 1217677. А. И. Семенов. **Устройство для заглаживания поверхности строительных изделий.**

№ 1217679. КТБ Мосоргстройматериалы. Л. С. Кафанов. **Способ изготовления бетонных изделий.**

№ 1217681. Сибирский металлургический ин-т. Н. Г. Пшонкин и А. Г. Квашнин. **Устройство для нагрева и транспортировки бетонной смеси.**

№ 1217826. ХАДИ. А. Г. Ольгинский, И. М. Грушко, Ю. А. Спири и др. **Способ приготовления бетонной смеси.**

№ 1217827. МАДИ. В. Н. Финашин, Б. И. Петрянин, В. И. Акунов и др. **Минеральный порошок для асфальтобетонной смеси.**

№ 1217828. ВНИПИ Теплопроект. Б. Д. Тринкер, Г. Г. Демина, А. Е. Батурина и др. **Способ приготовления пластифицирующей добавки для бетонной смеси.**

№ 1217835. Харьковский ДСК № 1. В. И. Выродов, В. Г. Братчиков и П. В. Захарченко. **Сырьевая смесь для изготовления поризованного керамзитобетона.**

№ 1217836. Новокузнецкое отделение УралНИИСтромпроекта. **Способ приготовления бетонной смеси.**

№ 1217855. Днепропетровский инженерно-строительный ин-т. Г. Д. Дибров, В. А. Мартыненко, Ю. И. Мустафин и др. **Сырьевая смесь для изготовления теплоизоляционного пенобетона.**

№ 1217856. МИСИ и ПИ по сельскому строительству. МосгипроНИИсельстрой. А. П. Меркин и Я. Б. Матусевич. **Способ приготовления бетонной смеси.**

№ 1218014. СибЗНИИЭП. В. И. Станов и В. М. Бадьев. **Горизонтальный стык наружных стеновых панелей и панели перекрытия.**

№ 1218015. Львовский политехнический ин-т. М. Д. Бровченко, И. М. Винник, П. А. Ткаченко и др. **Стыковое соединение стеновых панелей с несущими конструкциями здания.**

№ 1218016. ЦНИИЭП жилища. Е. С. Цукерман. **Стыковое соединение наружных стеновых панелей.**

№ 1218017. Вильнюсский инженерно-строительный ин-т. А. П. Кудзис, В. Г. Попов и Ю. С. Валивонис. **Вертикальный стык наружной и внутренней монолитных стен здания из разнородных материалов.**

№ 1218020. И. Г. Цатурян, Г. С. Азизян, А. А. Тарханын и др. **Сборная пространственная оболочка покрытия.**

№ 1218022. МНИИЭП. В. А. Максименко, Г. И. Акулов, Э. З. Жуковский и др. **Пространственное покрытие зданий и сооружений с полигональным планом.**

№ 1218023. ВНИИСМК. М. В. Бородинская, Ю. Ц. Гохберг, Ю. И. Драйчики и др. **Панель ограждения.**

№ 1218024. Криворожский горно-рудный ин-т. Л. Ф. Денисов. **Трубобетонная колонна.**

№ 1218032. Белорусский ПТИ Монтажспецстрой. А. И. Цыганок, А. Н. Кузин, И. С. Гафиятуллини В. С. Товстик. **Устройство для обслуживания вертикальных высотных сооружений.**

№ 1218034. Тбилисский филиал Оргэнергостроя. А. Ш. Гобечия, В. И. Станишевский и А. В. Лолодзе. **Переставная секционная опалубка.**

№ 1218035. СибЗНИИЭП. А. И. Аронов. **Теплый чердак многоэтажного здания.**

№ 1218039. Хабаровский политехнический ин-т. В. М. Бояркин, Ю. Л. Федоров и С. В. Ящук. **Стыковое соединение элементов железобетонного каркаса.**

№ 11

№ 1219365. Минский НИИСМ. Е. Я. Подлужский, Е. П. Проскалович, И. З. Дашковский и др. **Устройство для образования пустот в строительных изделиях.**

№ 1219366. ГИБ Главстроймеханизации. М. В. Сохор, А. Т. Мисевич и В. В. Мулин. **Установка для изготовления железобетонных изделий.**

№ 1219367. ЦНИИОМТП. С. В. Соколов. **Поддон формы для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1219368. В. М. Борщевский. **Устройство для кантования строительных железобетонных изделий.**

№ 1219369. КБ по железобетону. В. А. Болтинский, А. М. Кулагин, А. И. Волков и А. Е. Ерофеев. **Кассетная установка для изготовления строительных изделий.**

№ 1219370. И. М. Конусов, П. П. Смыцкий, Г. С. Бурик и др. **Установка для изготовления железобетонных изделий с пустотами.**

№ 1219371. Донецкий государственный ин-т проектирования организации шахтного строительства. Е. Е. Томкин, А. В. Минин и И. И. Маймула. **Установка для изготовления железобетонных изделий в кассетных формах.**

№ 1219372. Т. Наралиев. **Покрывание для ухода за твердеющим бетоном.**

№ 1219550. ВНПО Союзжелезобетон. Ш. Т. Бабаев, Н. Н. Долгополов, В. Г. Шупертяк и др. **Способ приготовления бетонной смеси.**

№ 1219551. Л. В. Андреев, С. Х. Маликов, А. В. Родионов и др. **Бетонная смесь.**

№ 1219553. Казанский инженерно-строительный ин-т. В. И. Санникова, В. П. Тутубалина, В. И. Ремизникова и др. **Поверхностно-активная добавка.**

№ 1219555. Мордовский государственный ун-т. В. И. Соломатов, В. П. Селяев, В. Г. Шаров и др. **Полимербетонная смесь.**

№ 1219556. Главное управление энергетики и электрификации при Совмине МССР. К. В. Иову, А. Д. Шерстюков, А. И. Шкатулов и др. **Асфальтобетонная смесь.**

№ 1219575. Новокузнецкое отделение УралНИИСтрома и ПО Свердловскстройматериалы. Н. И. Федькин, Н. В. Манжелевская, О. Н. Пономарев и др. **Ячеистобетонная смесь и способ ее приготовления.**

№ 1219579. НИИ сейсмостойкого строительства Госстроя ТССР. В. А. Аваков и Э. С. Игнатьева. **Способ приготовления бетонной смеси.**

№ 1219580. ЦНИИЭПсельстрой. А. Н. Счастный, Н. А. Скрылев, В. А. Заренин и др. **Способ тепловлажностной обработки бетонных изделий.**