

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

1999





Торговый Дом “НИИЖБ-трейдинг”

г. Москва, Рязанский проспект, д. 61, стр. 2, Торговый Дом “НИИЖБ-трейдинг”
Тел./факс: 174-75-11, 174-75-14

Об открытии Торгового Дома “НИИЖБ-трейдинг”

Следует признать, что до настоящего времени степень информированности специалистов небольших строительных организаций о современных материалах отечественного производства и о новейших технологиях, разрабатываемых нашими специалистами, явно недостаточна.

В качестве иллюстрации сошлемся на результаты исследования, проведенного маркетинговой группой Торгового Дома “НИИЖБ-трейдинг” среди 150 строительных организаций, специализирующихся на проведении работ, связанных с возможным использованием гидроизолирующих цементов. Признаться, результат удивил нас — только 23% опрошенных где-то слышали о существовании этих материалов, а когда-либо использовали его в работе только 14%.

Для устранения информационного вакуума среди строительных организаций, а также для обеспечения их современными технологиями и материалами отечественного производства на базе Научно-исследовательского, проектно-конструкторского и технологического института бетона и железобетона (НИИЖБ) и был организован Торговый Дом “НИИЖБ-трейдинг”.

Товарный ассортимент Торгового Дома в основном формируется продукцией, выпускаемой по технологиям, разработанным специалистами НИИЖБ. Фирмы-производители, стремящиеся к расширению сбыта, охотно пользуются услугами Торгового Дома, прекрасно сознавая, что потребители заинтересованы в приобретении не только качественной продукции, но и в ее достаточно широком ассортименте. Торговый Дом “НИИЖБ-трейдинг”, объединяя предложения производителей, решает эту задачу, проводя ассортиментную политику, ориентированную на конечного потребителя.

Работа Торгового Дома “НИИЖБ-трейдинг” со строительными организациями не сводится только к торговле, характерной для обычной коммерческой деятельности. Уже в ближайшее время для представителей строительных фирм планируется начать проведение цикла специализированных семинаров, посвященных современным технологиям производства строительных и ремонтных работ. Семинары будут проводиться на базе НИИЖБ с привлечением ведущих специалистов отрасли. Кроме того, в наиболее популярных изданиях планируются регулярные публикации материалов этих семинаров.

Отдельной задачей Торгового Дома является формирование портфеля перспективных разработок, требующих инвестиций. Связать разработчиков с потенциальными инвесторами — задача не простая, но выполнимая. Как минимум, она сопряжена с организацией переговоров на “едином”, коммерческом языке — облегчить этот процесс для разработчика должны специалисты инвестиционного отдела Торгового Дома.

Производственные мощности, доставшиеся нам в наследство от доперестроечной России и используемые сегодня только на 20–30%, тоже требуют загрузки. Отыскать организации, заинтересованные в этом оборудовании, помочь им наладить свое производство — еще одна задача Торгового Дома.

Решение всех вышеуказанных проблем возможно только при тесном сотрудничестве специалистов Торгового Дома с научной общественностью отрасли.

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

*Вниманию авторов
и читателей*

В связи с переходом нашего журнала в другое издательство сообщаем **новый почтовый адрес редакции**: 103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп. 2 издательство "Ладья", для редакции журнала "Бетон и железобетон".

Местонахождение (помещение) и телефон редакции прежние (см.стр.32).

<i>МИХАЙЛОВ К.В., ХАЙДУКОВ Г.К., ВОЛКОВ Ю. С.</i> К 150-летию изобретения железобетона	2
КОНСТРУКЦИИ	
<i>ШЕЙКИН А.А.</i> Грузоподъемность мостов с большими провисами	4
В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ	
<i>БАРАНОВА Т.И., СКАЧКОВ Ю.П., МИЩЕНКО В.Н.</i> Прочность ростверков свайных фундаментов под колонны	6
<i>БАЙРАМУКОВ С.Х.</i> Прогнбы железобетонных балок со смешанным армированием при многократно повторном нагружении	12
ТЕОРИЯ	
<i>ПИРАДОВ К.А., ГУЗЕЕВ Е.А., МАМАЕВ Т.Л.</i> Фундаментальные принципы определения морозостойкости бетона по параметрам механики разрушения	14
<i>ИСАЙКИН А.Я.</i> Оценка надежности железобетонных конструкций на основе логиковероятностных методов и метода предельного равновесия	18
ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ	
<i>ЛЮДКОВСКИЙ А.М.</i> Практические проблемы надстройки домов первых массовых серий	20
ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ	
<i>КУРТАЕВ А.С., ЕСТЕМЕСОВ З.А.</i> Влияние состава шлакобетона на его прочность	24
ДОЛГОВЕЧНОСТЬ	
<i>ГУСЕВА А.Ю.</i> О влиянии наполнителей на биостойкость цементных бетонов	26
ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ	
<i>ЧАРНЕЦКИ Л., ГАРБАЧ А., КЛИФТОН Дж.</i> Оценка свойств полимербетона с помощью ультразвука	29
БИБЛИОГРАФИЯ	
<i>СИЗОВ В.П.</i> Новое о деструкции бетона при электротермообработке	31



Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

Вологодская областная типография «Бетон и железобетон», 1999

www.booksite.ru

ВОЛОГОДСКАЯ

К 150-летию изобретения железобетона

(этапы истории до 1930 г.)

Исполняется 150 лет со времени изобретения железобетона. Хотя на звание родины этого материала претендовали также Англия и США, приоритет все-таки следует отдать Франции. Французы подчеркнули этот факт, отпраздновав столетие железобетона в 1949 г. Именно сто одним годом раньше, в 1848 г. первым сооружением из железобетона явилась лодка, построенная Жаном Луи Ламбо, адвокатом по профессии. Строго говоря, это еще не был классический железобетон, где стальная арматура воспринимает растягивающие напряжения, а бетон — сжимающие. Тем не менее это был первый, выражаясь современным языком, композитный материал. Одна такая лодка, показанная на Парижской выставке 1855 г., произвела настоящую сенсацию. История железобетона начала свой отсчет.

Важно отметить, что во второй половине XIX века открывают и начинают применять электричество, радио, это время появления автомобилей, авиации, многих других научно-технических новшеств. Смело можно утверждать, что изобретение железобетона явилось неотъемлемой частью промышленной революции XIX века, обозначившей коренной поворот в развитии цивилизации.

История собственно бетона, вообще говоря, уходит в глубь веков. Первое применение бетона относится к 5600 г. до нашей эры. В местечке Лепенски Вир на территории нынешней Югославии археологами обнаружена охотничья хижина, пол которой был выполнен из материала, состоявшего из извести, песка и гравия. *Есть версия, до сих пор не опровергнутая, что великие египетские пирамиды в Гизе построены из бетонных блоков.* Помимо пирамид, в древнем Египте бетон применялся при сооружении стен. Из Египта искусство изготовления бетона распространилось по Среди-

земноморью, проникло в Грецию и далее в Рим. В городке Поццуоли древние римляне брали вулканический песок для строительных целей. Будучи смешанным с водой, песок превращался в искусственный камень. Так был открыт пуццолановый цемент, получивший свое название по имени городка. С применением бетона на пуццолановом цементе был построен театр в Помпеях. Легкий бетон на основе вулканической пемзы был использован при сооружении Колизея и Пантеона в Риме. Купол Пантеона диаметром более 40 м держал мировой рекорд по величине пролета почти 1800 лет. С закатом римской империи многие секреты применения бетона в строительстве были утрачены. Однако до того эта техника была занесена в Британию, где бетон на известковом вяжущем использовался довольно широко для заполнения внутренних полостей возводимых стен.

В 1988 г. в Кельне (Германия) археологами был открыт дом времен римского владычества, постройка которого была осуществлена в I веке нашей эры. Рядом с домом обнаружили резервуар для воды из бетона, стены которого были армированы 13 круглыми железными стержнями, заделанными в дно. Видимо, это сооружение можно назвать первым в истории, выполненным из железобетона. В Норфхэмптоне во время раскопок были обнаружены три бетонные площадки, датированные 700 г. нашей эры. Анализ остатков материала показал, что в качестве вяжущего использовалась обожженная известь. По-прежнему бетон использовался для заполнения стен. В аббатстве Ридинг имеется стена, где с течением времени наружная каменная облицовка обрушилась, однако внутреннее заполнение из бетона сохранилось. Этой бетонной стеной уже почти 900 лет. Бетон широ-

ко использовался в фундаментах замков, в том числе в знаменитом лондонском Тауэре.

Подлинная революция в технике бетона произошла после изобретения Джозефом Аспдином портландцемента (по имени города Портланд, где добывалось сырье). Патент на этот материал он получил 21 октября 1824 г. Это дата отсчета новой эры в истории бетона. Следует заметить, что цемент в это же время был изобретен в России Е.Г.Челиевым. Более того, если Аспдин обжигал сырье до температур 900–1000°C, избегая спекания, то Е.Г.Челиев обжигал его “до бела” (1100–1200°), т.е. до спекания, получая клинкер. Первое же упоминание о портландцементе Аспдина в России относится к 1847 г. Через некоторое время Аспдин уже был владельцем нескольких заводов по производству цемента. Это вяжущее экспортировали, затаренным в бочки во Францию и в другие страны. В 1860 г. сын Аспдина Вильям организовал производство цемента в Германии.

Выше упоминалось о постройке лодки Ламбо в 1849 г. Жозеф Монье изготовил садовые кадки по этой технологии. Длительное время, особенно в России, именно Монье считался изобретателем железобетона. А.Ф.Лолейт в 1903 г. свой доклад на съезде по расширению применения железобетона в России так и назвал “Система Монье. Ее применение, промышленное значение и вопросы, связанные с распространением железобетона”. Сам Монье получил впоследствии во многих странах множество разнообразных патентов на конструкции из железобетона (шпалы, трубы, балки и даже мосты). В 1880 г. патент на железобетон был получен им и в России.

Штукатур из Ньюкасла Вильям Уилкинсон в 1854 г. получил патент на конструкцию огнестойкого перекрытия, состоящего из железных

полос, укладываемых на расстоянии 50 см друг от друга и заливаемых бетоном. Причем для повышения прочности перекрытия полосы укладывались в нижней части сечения, а над опорами отгибались в верхнюю часть. Несомненно, Уилкинсон был первым, кто понял принцип рационального армирования железобетона. Идеи Уилкинсона, как ни странно, в самой Англии особого внимания в то время не привлекали, но в сжатых элементах конструкций применение бетона продолжало расширяться. В 1870 г. в графстве Суффолк был построен первый бетонный мост пролетом 16,5 м, который находится в эксплуатации 100 лет. В 1868 г. в деревне Свау возвели башню высотой 66 м — самое высокое сооружение в мире из бетона в это время. Любопытно, что башня была построена неким Петерсоном только для того, чтобы занять безработных местной округи.

На развитие железобетона в Англии большое влияние оказал французский инженер Франсуа Генебик. Его фирма "Генебик и Лебра" выиграла несколько подрядов на сооружение различных зданий. Им были построены мельницы, силосы для хранения зерна, водонапорные башни, портовые сооружения и др. Водонапорная башня емкостью 68 м³, построенная в 1900 г., за 25 лет эксплуатации потребовала всего 5 фунтов стерлингов затрат на ремонт, который выразился в покраске стальной лестницы, ведущей наверх. В 1904 г. он воздвиг в Ланкашире самую крупную в мире в этот момент водонапорную башню емкостью 1300 м³. Первый мост из железобетона был сооружен в 1901 г. Любопытно, что в Англии на шести (!) мостах, построенных в период с 1903 по 1926 гг., имеются мемориальные доски, утверждающие, что именно этот мост является первым железобетонным мостом.

В 1875 г. в Англии был получен первый патент на конструкцию двухэтажного дома из сборного железобетона. В 1864 г. Франсуа Куанье построил во Франции первую церковь из железобетона. Спустя почти 20 лет, в 1883 г. из железобетона возвели первую церковь в Лондоне. В 1855 г., т.е. через год

после Уилкинсона, Куанье получил патент, фактически повторявший патент Уилкинсона, а в 1861 г. он опубликовал брошюру "Применение бетона в строительном искусстве", где впервые указал на то, что бетон и стальные стержни в нем работают совместно. Около 20 лет Куанье строил железобетонные сооружения во Франции и в других странах.

В конце века бетон уже широко применяли в транспортном, портовом, энергетическом и других видах строительства. Искусство строительства бетонных сооружений быстро прогрессировало. В 1897 г. в Шотландии был возведен железнодорожный виадук из бетона длиной 300 м, имевший 21 пролет. Высота отдельных опор превышала 30 м. Виадук находится в эксплуатации до сего времени при существенно возросших нагрузках. Первая железобетонная оболочка была построена в 1910 г. в Париже. Это было покрытие вокзала Де Берси. В 1917 г. Эжен Фрейсине впервые применил вибрацию для уплотнения бетона, который до того уплотнялся трамбованием.

Первым зодчим, творчество которого было направлено на выявление эстетических свойств железобетона, был французский архитектор О.Перре. В жилом доме в Париже, построенном в 1903 г. с применением железобетонного каркаса, наружный фасад был выполнен с выступами, дающими ощущение развития архитектурного объема.

После лодок Ламбо железобетон в плавучих сооружениях не применялся. Однако с началом первой мировой войны наблюдается оживление морского строительства. Среди наиболее амбициозных сооружений этого периода следует упомянуть проект строительства противолодочных кессонов в проливе Ла-Манш, где глубина воды составляла 55 м. По замыслу авторов этой идеи, вопреки пролива следовало построить 16 кессонов, с которых можно было бы управлять минами, препятствуя плаванию германских подводных лодок через пролив. Работа началась в 1917 г. Кессоны должны были быть построены в доке на берегу, отбуксированы и затопле-

ны в проектной позиции. Диаметр основания каждого кессона составлял 60 м, высота 61 м. До конца войны было построено всего два кессона, но и они не были установлены, а впоследствии их использовали в качестве оснований для маяков. В то же время было построено много железобетонных судов в Норвегии, Великобритании и США. Одно из них ("Армистис") осуществляло регулярные рейсы между Ливерпулем и столицей Нигерии Лагосом в течение более 25 лет, а всего находилось на плану более 50 лет. Американское железобетонное судно "Фейт" было первым, которое пересекло Атлантику в 1919 г.

Водоизмещение построенных в этот период судов превышало 3000 т. Самое крупное из них ("Селма") имело в длину 128 м. Корпус этого судна, выполненный из керамзитобетона, до сих пор находится на берегу Мексиканского залива. Исследования бетона через 60 лет показали его высокую долговечность. Опыт строительства самоходных судов из железобетона этим и ограничился, они оказались неэкономичными.

Значительные по размаху и глубине исследования несущей способности и трещиностойкости железобетонных конструкций проводились в конце XIX и начале XX столетия в Германии под руководством профессоров Мерша, Баха, Графа, Эмпергера. Полученные результаты были положены в основу разработки теории железобетона и нормативных документов по проектированию таких конструкций. Фирма "Вайсс и Фрайтаг" выполнила большие работы по реализации идеи объединения бетона и стали в единый композитный материал. В этот же период времени рядом специалистов в различных странах (Доринг, Конен, Джексон и др.) были высказаны предложения по повышению трещиностойкости и жесткости изгибаемых железобетонных конструкций за счет предварительного напряжения арматуры.

В России первый опыт применения железобетонных конструкций относится к 1879 г. Большая заслуга в развитии железобетона в нашей стране принадлежит про-

фессору Института инженеров путей сообщения Н.А.Белелюбскому, под руководством которого в 1891 г. в Санкт-Петербурге были проведены успешные испытания различных железобетонных конструкций. В 1904 г., при его участии в г. Николаеве был построен первый в мире железобетонный маяк высотой 40 м.

Вопросы технологии бетона и производства железобетона успешно разрабатывали профессоры И.Г.Малюга, С.И.Дружинин и Н.К.Лахтин. В 1898 г. Министерство путей сообщения разрешило применять железобетон на железных и шоссейных дорогах, в результате чего за несколько лет было построено более тридцати железобетонных путепроводов и мостов.

В двадцатых годах в стране началось строительство крупных электростанций с широким применением бетона и железобетона (Волховская, Свирская, Днепровская ГЭС). В связи с началом работ

по индустриализации страны монолитные и сборные железобетонные конструкции стали все шире применять в промышленном и гражданском строительстве. Еще в 1908 г. А.Ф.Лолейт запроектировал и построил в Москве четырехэтажный склад с безбалочными перекрытиями. Под его руководством велось строительство зданий из легкого бетона, были организованы на постоянной основе исследования различных железобетонных конструкций. Первый тонкостенный купол пролетом 28 м был возведен в Москве для планетария в 1928 г.

В 1923 г. Ле Корбюзье на многие годы вперед сформулировал идею о связи серийного домостроения с развитием арматуры. Он писал, что "...индустрия должна заняться разработкой и массовым производством типовых элементов дома. Надо повсеместно внедрить дух серийности, серийного домостроения, утвердить понятие дома

как промышленного изделия массового производства...". Естественно, он имел в виду серийное домостроение из железобетона.

Развивалось и монолитное строительство. В 80-х годах прошлого века в Англии уже продавали свежеприготовленную бетонную смесь, но первый завод товарного бетона был построен в Великобритании в 1930 г. Германия же товарный бетон начала производить в 1903 г.

Этапы развития железобетона за период с 1930 г. до настоящего времени предполагается осветить в следующей статье. Этот период характеризуется ускоренным совершенствованием железобетона, ростом прочности исходных материалов, механизацией технологии производства, появлением различных предварительно напряженных конструкций, массовым применением железобетона практически во всех отраслях народного хозяйства.

КОНСТРУКЦИИ

А.А.ШЕЙКИН, канд. техн. наук (МИИТ)

Грузоподъемность мостов с большими провисами

Опыт эксплуатации железобетонных пролётных строений мостов с главными пролётами более 100м показывает, что во многих из них за последние 20 - 30 лет образовались провисы, значительно превышающие проектные значения. Наибольшие по величине провисы развились в преднапряжённых консолях ригелей рамно-подвесных мостов, собранных из блоков на клеевых стыках, имеющих длину более 40м. В некоторых случаях такие мосты эксплуатируются с недопустимыми углами перелома профиля. Попытки осмысления образования чрезмерных провисов консолей в этих случаях трансформируют данную

проблему в проблему оценки грузоподъёмности моста.

Можно предположить, что дополнительные провисы консолей моста образовались вследствие обрыва пучков предварительно-напряжённой рабочей арматуры. В таком случае актуальна оценка грузоподъёмности моста по прочности на действие изгибающих моментов. Однако, если нивелировка проезжей части моста производилась достаточно регулярно и имеется возможность построить графики нарастания во времени провисов консолей, то плавность графиков и примерно одинаковые значения провисов для разных консолей могут исключить из рассмотрения версию об обрыве

части пучков рабочей арматуры.

Ещё одним предположением может быть коррозия проволоки и постепенный выход их из работы. Отвести или оставить данное предположение можно на основе зависимости величины электрохимического потенциала арматуры от степени ее коррозионной поврежденности, а также по результатам выборочного вскрытия пучков.

Дополнительные к расчётным провисы консолей могут быть частично объяснены несоответствием фактической и нормативной нагрузок от собственного веса железобетонных блоков и дорожного покрытия. Если обмеры конструкций моста и

пробное вскрытие проезжей части моста показали такое несоответствие, необходимо дать расчётную оценку дополнительного провиса и произвести перерасчёт конструкции моста. Однако, даже если такого несоответствия не обнаружено, расчёт длительных перемещений пролётных строений всё равно должен быть произведён для последующего сопоставления с фактически зарегистрированными перемещениями. В рамках этого расчёта по журналам натяжения пучков устанавливается соответствие фактических значений контролируемых усилий в пучках рабочей арматуры проектным. Стартовые условия для расчёта длительных деформаций пролётного строения определяются с учётом первых потерь преднапряжения. Расчёт на ползучесть можно произвести при различных значениях характеристик ползучести и в результате найти ту из них, при которой выполняется равенство теоретического и фактического провисов. Такое равенство получается, например, для провиса в 3 см в консоли длиной 44 м при характеристике ползучести, равной 9, что в несколько раз превышает не только величину, рекомендуемую СНиП для бетона, но и максимальную из экспериментально полученных для составных балок из бетонных блоков с клеевыми швами на основе эпоксидной смолы [1]. Заметим, что согласно [1] приведенная характеристика ползучести для составной балки существенно увеличивается с утолщением швов, а в рассматриваемой консоли ригеля толщина швов доходит до 3,5 мм - максимальной из использованной в экспериментах, описанных в работе*.

Иными словами, провис консоли ригеля в данном случае, как и в большинстве анало-

гичных, не может быть объяснён одной только ползучестью. Учёт усадки бетона в конструкциях с натяжением арматуры на бетон несущественно изменяет результаты расчёта провиса.

Образование оставшейся части провиса следует увязывать с дефектами, обнаруженными при обследовании пролётных строений.

К таким дефектам в первую очередь относятся трещины в бетоне. Например, в стенке упомянутой выше консоли образовались трещины преимущественно продольного направления, планомерный рост которых во времени, подтверждённый результатами обследований, проводимыми с интервалом 4-6 лет, мог приводить к постепенному нарастанию провиса. Во время постепенного подрастания трещин происходила догрузка консолей освобождающимися силами, что провоцировало дополнительную ползучесть старого бетона и эпоксидного компаунда.

Образование этих трещин объясняется высоким уровнем касательных напряжений на той части консоли, где её высота по конструктивным и архитектурным соображениям приближена к высоте подвесного пролёта.

Учёт влияния этих трещин на напряжённо-деформированное состояние консоли удобно производить смешанным методом, при котором неизвестные сдвигающие силы, приходящиеся на единицу длины, и силы в вертикальных связях между верхними и нижними стержнями, составляющими расчётную модель консоли ригеля, относятся к неизвестным метода сил, а неизвестные перемещения и углы поворота - к неизвестным метода перемещений. Продольная трещина моделируется рассечением стержней по направлению сдвигающих сил.

Вертикальные перемещения консоли- V_n и V_t , а также нормальные напряжения в её сечениях- σ_n и σ_t , соответственно, от ползучести и трещин могут быть найдены по следующим формулам,

полученным в результате обработки результатов расчёта консоли ригеля:

$$V_n = A_{v_n} + B_{v_n} \varphi,$$

$$\sigma_n = A_{\sigma_n} + B_{\sigma_n} \varphi,$$

$$V_t = (A_{v_t} + B_{v_t} \varphi)(2k-1),$$

$$\sigma_t = A_{\sigma_t} + B_{\sigma_t} \varphi + C_{\sigma_t} (2k-1).$$

Для суммарных вертикальных перемещений консоли- V и нормальных напряжений в её сечениях- σ справедливы следующие выражения:

$$V = A_v + B_v \varphi + C_v k + D_v \varphi k \quad (1),$$

$$\sigma = A_\sigma + B_\sigma \varphi + C_\sigma k \quad (2).$$

В формулах кроме расчётных коэффициентов фигурируют: φ - приведенная характеристика ползучести, k - доля сдвигающего усилия, приходящаяся на бетон.

1- k - доля усилия, воспринимаемая хомутами и отгибами.

Во время плановых обследований мостов в рамках предписаний СНиП 3.06.07-86 напряжения от постоянных нагрузок не определяются, а провисы консолей ригелей должны быть получены сопоставлением результатов обязательной текущей нивелировки проезжей части моста с аналогичными данными приёмочного обследования.

Удовлетворение равенства (1) возможно при различных сочетаниях пар φ и k . Реализуя принцип оценки грузоподъёмности «в запас», предпочтение следует отдавать тем значениям φ и k , при которых достигаются максимальные значения σ по (2). Для упомянутого выше примера σ_{max} имеют место при $k=1$. При этом для верхних фибр стыков могут получаться значительные по величине растягивающие напряжения (до 80 кгс/см² только от постоянных нагрузок). Фактическим подтверждением этому выступают поперечные трещины в бетоне плиты вблизи стыков и в самих стыках, а также многочисленные протечки сквозь разгерметизированные стыки верхних плит консолей ригелей, сопровождающиеся выщелачиванием и образованием сталактитов на швах. Это означает, что обязательная для

* Завадскас Э.К., Камайтис З.А. Исследование деформативности составных предварительно напряженных железобетонных элементов с клеевыми стыками. Труды Вильнюсского инженерно-строительного института "Железобетонные конструкции" № 7, Вильнюс, 1976.

составных конструкций проверка на прочность в условно упругой стадии, призванная недопустить появление в стыках растягивающих напряжений, теряет всякий смысл. Работающая в запредельном состоянии по отмеченному критерию конструкция должна быть проверена на прочность по изгибающим моментам по формулам для элементов из преднапряженного железобетона. Заметим, что для рассматриваемого и нескольких аналогичных примеров расчёт на прочность консолей ригелей на изгиб удовлетворяется и не требует корректировки грузоподъёмности. То же можно отметить и в отношении несущей способности консолей ригелей по сдвигу клеевых и бетонируемых стыков.

Прочность сечений по изгибающим моментам гарантируется прочностью сжатой нижней плиты консоли ригеля. Получено, что при $k=1$ в нижней плите остаётся относительно небольшой ресурс сжимающих напряжений для восприятия временной нагрузки (менее 20 кгс/см^2), приводящий к необходимости ввода существенных ограничений на грузоподъёмность моста. В связи с этим особую актуальность приобретает экспериментальное определение напряжений в бетоне от постоянных нагрузок или усилий, действующих в напряжённой арматуре.

Непосредственное определение напряжения в нижней фибре нижней плиты технически трудноосуществимо. Вместо этого можно получить,

например, напряжение поверхности нижней плиты коробчатой консоли, рассчитать коэффициенты A_{σ} , B_{σ} и C_{σ} для этого случая и решить систему уравнений (1) и (2) относительно k и φ . Рассчитав затем те же коэффициенты для нижней фибры нижней плиты, можно по (2) получить уточнённое значение σ_{\max} и, соответственно, новое значение ресурса сжимающих напряжений для восприятия консолью ригеля временной нагрузки. Как показывают конкретные результаты, первоначальные ограничения по грузоподъёмности могут быть заметно ослаблены, но текущая грузоподъёмность может остаться меньше проектной.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Т.И. БАРАНОВА, д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, Ю.П. СКАЧКОВ, канд. техн. наук, В.Н. МИЩЕНКО, инж. (Пензенская государственная архитектурно-строительная академия)

Прочность ростверков свайных фундаментов под колонны

Среди многочисленных видов железобетонных конструкций существует класс коротких элементов с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$. Основными представителями этого класса являются короткие балки, консоли и их разновидности. Известно, что эти конструкции имеют сложное напряженно-деформированное состояние. Их прочность определяется главными сжимающими и растягивающими напряжениями. На протяжении всей истории развития железобетона в нормативной литературе отсутствовали рекомендации по расчету указанных элементов. Это означает, что при проектировании конструкций с малым пролетом среза возникает острая проблема, связанная с отсутствием обоснованного метода расчета и конструирования.

Основная причина указанной проблемы заключалась в отсутствии целенаправленных комплексных исследований физической работы коротких элементов.

В 1980 г. на кафедре железобетонных конструкций Пензенской архитектурно-строительной академии совместно с НИИЖБом был создан Научный Центр по исследованию и развитию класса коротких элементов, руководимый доктором технических наук, профессором Т.И. Барановой.

Выполнено около двадцати государственных научных программ, накоплен большой опыт экспериментальных исследований. Разработан метод расчета коротких балок, консолей и их разновидности на основе каркасно-стержневой модели (рис.1). Новый метод по

сути является инженерным методом и успешно используется в практике проектирования. Такой подход к расчету хорошо согласуется с опытом зарубежных стран, в которых широко используются стержневые ферменные аналогии при определении прочности железобетонных конструкций.

В настоящее время проводится активная работа в направлении расширения класса коротких элементов. В рамках Государственной межвузовской программы архитектуры и строительства завершены экспериментально-теоретические исследования ростверковых конструкций.

В данной статье рассматриваются результаты исследований ростверков с числом свай 3 и 4. Анализ полученных результатов

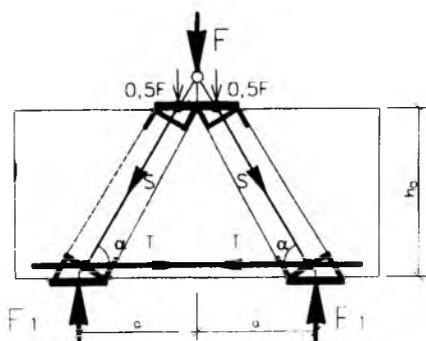


Рис. 1. Расчетная плоская каркасно-стержневая модель коротких балок (КСМ)

позволяет считать, что прочность ростверков, так же, как и коротких балок, определяется главными сжимающими и растягивающими напряжениями, и по этому основному признаку ростверка можно отнести к классу коротких элементов. При разработке метода расчета ростверков была использована расчетная модель коротких балок. В отличие от них в ростверках реализуется, условно говоря, принцип пространственной работы конструкций. Сжимающие напряжения концентрируются между опорными и грузовыми площадками, образуя наклонные полосы бетона между колонной и сваями. Их положение определяется пространственным углом наклона. Главные растягивающие напряжения концентрируются в уровне нижней грани ростверка между опорами-сваями, образуя растянутые пояса.

Характер распределения главных сжимающих и растягивающих напряжений, а также их конструк-

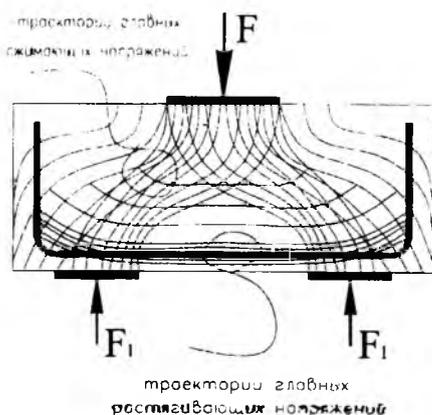


Рис. 2. Траектории главных сжимающих и растягивающих напряжений

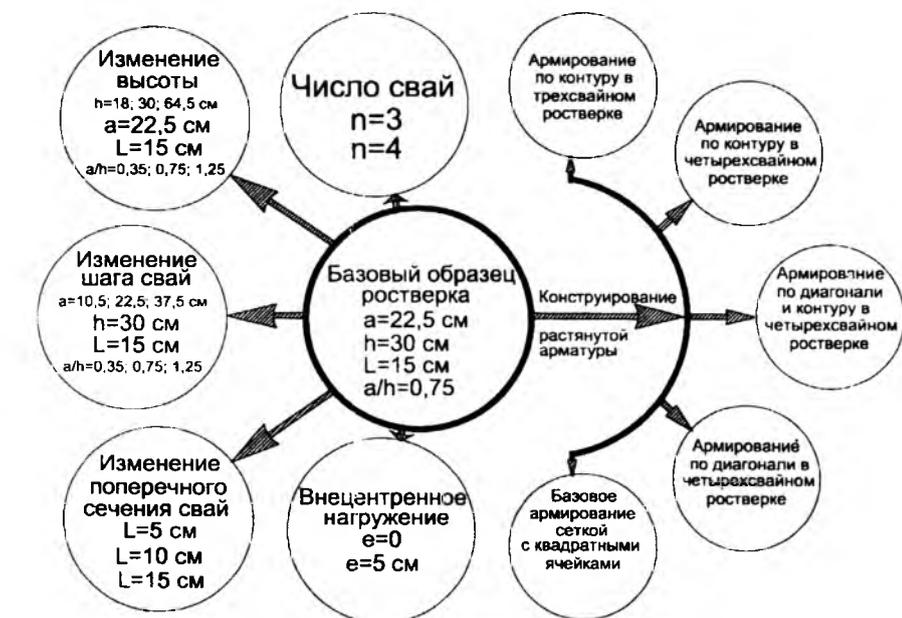


Рис. 3. Схема области действия разрабатываемого метода расчета

ция в теле ростверка показаны на рис.2. Очевидно, что в отличие от коротких балок расчетная модель ростверка будет иметь пространственный характер.

Для построения расчетной модели и расчетных зависимостей были проведены серии экспериментальных исследований ростверков с числом свай 3 и 4. Схема программы (области действия разрабатываемого метода расчета) показана на рис.3. В программу были включены основные факторы, влияющие на характер работы и прочность ростверков. Эти факторы были установлены на основе анализа результатов исследований ростверков численным методом по ППП АПЖБК (программа "Лира").

Испытаны ростверки с пролетом среза a/h_0 , равным 0,35; 0,75 и 1,25. В первой серии образцов изменялась высота ростверка h_0 , во второй серии — шаг свай $2a$. Испытана серия образцов, в которой изучалось влияние размеров опорных площадок на характер работы ростверков. Сечение опорных площадок l_{sup} составляло 5x5, 10x10 и 15x15 см. В следующей серии изучалось влияние эксцентриситета приложения нагрузки $e_0 = 5$ см. Испытаны ростверки, в которых число свай n принималось 3 и 4. Перечисленные выше фак-

торы являются основными при работе ростверка по сжатой зоне.

При изучении растянутой зоны в качестве основных факторов принимались процент армирования $\mu_s = 0,1$ и $0,7\%$, а также 5 видов армирования, разработанных авторами данной статьи (см.рис.3).

Принцип построения пространственной каркасно-стержневой модели (ПКСМ) заключается в выборе ключевых точек и определении пространственных углов наклона сжатых бетонных полос. На рис.4 приведена пространственная стержневая модель, в которой наклонные стержни имитируют сжатые наклонные полосы бетона, горизонтальные стержни имитируют растянутые арматурные пояса. Ключевые точки представляют собой точки пересечения осей усилий, действующих в стержневой модели ПКСМ. Верхняя ключевая точка расчетной модели независимо от числа опор-свай находится на пересечении верхней грани ростверка с линией действия внешней силы. Нижние ключевые точки располагаются на пересечении осей продольной арматуры, расположенной над опорами-сваями, с осями действия вертикальных усилий в сваях. Оси действия сжимающих усилий определяются путем соединения нижних ключевых точек модели с верхней ключевой

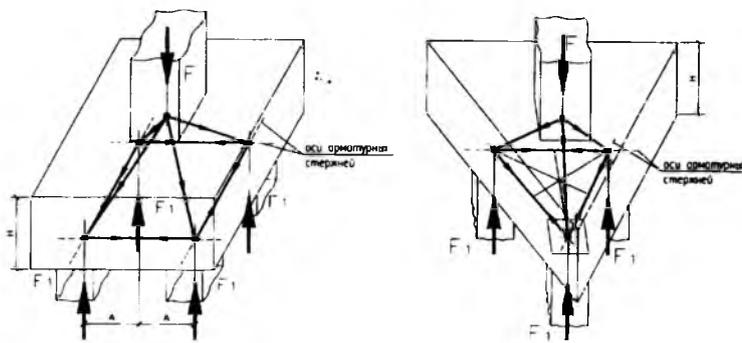


Рис. 4. Расчетная пространственная каркасно-стержневая модель ростверков свайных фундаментов под колонны

точкой, которая располагается на верхней грани ростверка. При соединении ключевых точек по горизонтали и вертикали образуется пространственная стержневая модель с тремя или четырьмя опорами (см. рис. 4).

В верхнем узле модели сходятся 3 или 4 (по числу опор-свай) сжимающих усилия в наклонных стержнях. В нижних опорных узлах сходятся три усилия — сжимающее в наклонном стержне и два горизонтальных растягивающих усилия, ориентированных в продольном и поперечном направлениях. Пространственный угол наклона сжатых потоков на рис. 4 характеризуется углом β и представляет собой угол, образованный наклонными осями сжатых бетонных полос и горизонтальными осями диагональных растянутых арматурных поясов.

На основе ПКСМ определяется сжимающее усилие в наклонных полосах бетона S и растягивающее усилие в горизонтальных арматурных поясах T . Согласно модели, прочность ростверка определяется прочностью сжатых бетонных полос и прочностью растянутых арматурных поясов. Предельным состоянием при расчете ростверков на сжатие является достижение сжимающими напряжениями в бетоне поперечного сечения расчетной полосы предельных значений $\gamma_b R_b$. Предельным состоянием при расчете ростверков на растяжение является достижение растягивающими напряжениями в арматуре предельных значений $\gamma_s R_s$. Фрагменты предельного состояния в наклонной сжатой полосе и соответствующих

ей горизонтальных растянутых арматурных поясах показаны на рис. 5.

Усилия в элементах ПКСМ распределяются по следующим зависимостям

$$S = \frac{F}{\gamma_n \sin \beta} \quad (1)$$

$$T = \frac{F}{\gamma_p \operatorname{tg} \beta}, \quad (2)$$

где S — сжимающее усилие в бетонной полосе; T — растягивающее усилие в арматурном поясе; γ_n и γ_p — коэффициенты, учитывающие число свай ($\gamma_n=3$ при числе свай $n=3$ и $\gamma_n=4$ при числе свай $n=4$).

Расчетная зависимость для определения прочности ростверков по сжатой зоне записывается в виде уравнения

$$F \leq \gamma_n \gamma_b R_b A_b \sin \beta, \quad (3)$$

где $A_b = \gamma_{an} b^2 \sin \beta$ — площадь поперечного сечения сваи.

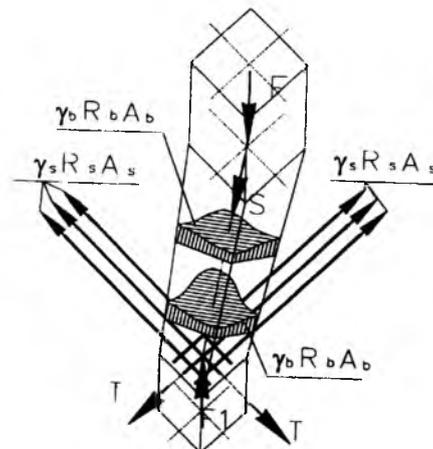


Рис. 5. Схема усилий в сжатой и растянутой зонах ростверка

Коэффициент γ_{an} учитывает неравномерность распределения сжимающих напряжений по поперечному сечению наклонной бетонной полосы путем снижения размеров поперечного сечения свай-опор. Величина $\gamma_{an} b^2$ представляет собой рабочую площадь свай-опор. Коэффициент γ_b учитывает, условно говоря, эффект пространственной работы ростверков.

Расчетная зависимость для определения прочности ростверка по растянутому горизонтальному арматурному поясу записывается в виде уравнения

$$F \leq \gamma_p \gamma_s R_s A_s \operatorname{tg} \beta \quad (4)$$

где A_s — площадь поперечного сечения арматуры. Коэффициент γ_s учитывает эффективность видов армирования ростверков продольной арматурой и определяется на основе опытов для каждого изучаемого вида армирования (см. рис. 3).

Пространственная каркасно-стержневая модель ростверков и расчетные зависимости описывают изменение основных факторов, определяющих прочность сжатой и растянутой зон ростверков и схему разрушения.

Проведенные экспериментальные исследования позволили выявить закономерность изменения разрушающей силы в зависимости от изменения пролета среза a/h_0 (рис. 6, 7, 8). Чтобы убедиться в этом целесообразно совместно рассмотреть закономерность изменения опытной разрушающей силы от переисчисленных фак-

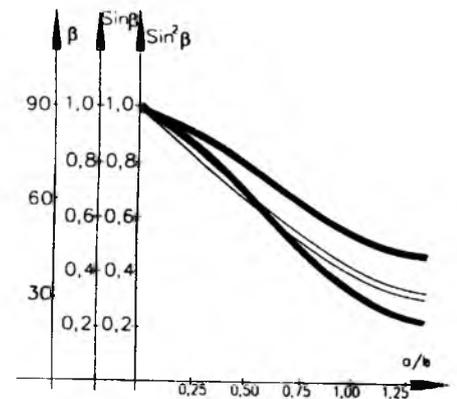


Рис. 6. График изменения функций

— $\sin^2 \beta$
 — $\sin \beta$
 — β

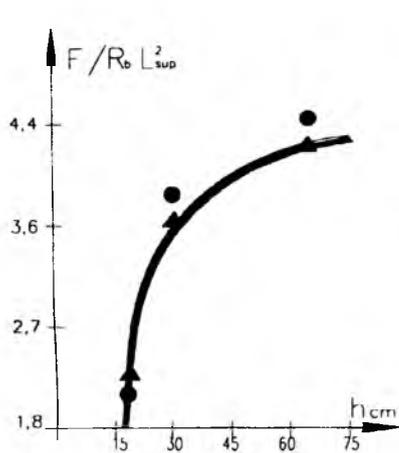


Рис. 7. График сопоставления опытных и расчетных разрушающих усилий в ростверке при изменении высоты ростверка

●▲ — опытное разрушающее усилие;
— — график расчетных усилий

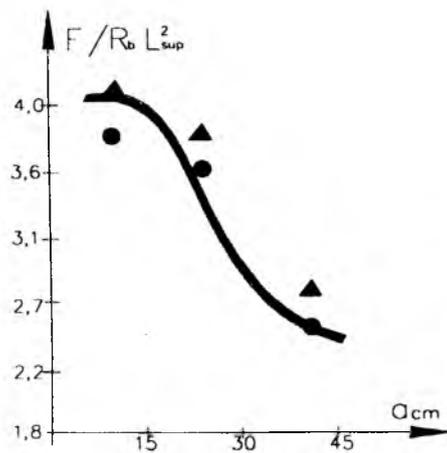


Рис. 8. График сопоставления опытных и расчетных разрушающих усилий в ростверках при изменении шага свай

●▲ — опытное разрушающее усилие;
— — график расчетных усилий

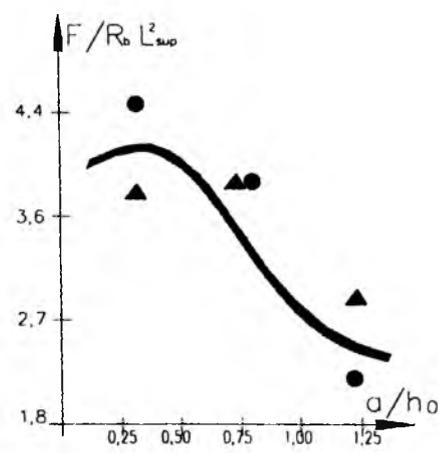


Рис. 9. График сопоставления опытных и расчетных разрушающих усилий в ростверке при изменении пролета среза

●▲ — опытное разрушающее усилие;
— — график расчетных усилий

торов и закономерность изменения расчетных зависимостей.

При изменении пролета среза за счет увеличения высоты ростверка от 18 до 30 см разрушающая сила интенсивно возрастает (см. рис. 6). При дальнейшем увеличении высоты ростверка от 30 до 65 см рост разрушающей силы замедляется. Рост шага свай $2a$ от 10,5 до 37,5 см приводит к плавному снижению разрушающей силы (рис. 8).

Наибольшее расхождение опытных разрушающих величин происходит при пролете среза $a/h_0=0,35$ (рис. 9). Возникает необходимость корректировать расчетные уравнения по результатам опыта. Разработана эмпирическая зависимость для определения корректирующего коэффициента $\gamma_{a/h}$ полноты эпюры сжимающих напряжений над опорой-свайей. Предлагаемая зависимость позволяет привести в единство расчет ростверков при изменении пролета среза a/h_0 независимо от того, какая величина изменяется — высота h_0 или шаг свай $2a$. На рис. 6, 7, 8 показан график расчетной зависимости (3), которая хорошо описывает характер изменения разрушающих усилий и имеет отклонение от опытных величин F_{test}/F_{calc} в среднем 1,15.

При исследовании влияния размеров опорных площадок (l_{sup}) на прочность ростверка установлено, что при изменении l_{sup} от 5 до 10 см увеличение разрушающей силы

незначительно (рис. 10). При увеличении l_{sup} от 10 до 15 см происходит активный рост разрушающей силы, увеличение составляет 1,4. Очевидно, причина заключается в том, что при малых размерах опорных площадок ($l_{sup}=5 \times 5$ см) значительное влияние на формирование ширины расчетной полосы бетона оказывают узлы сопряжения продольных и поперечных стержней арматуры. Это влияние можно оценить как эффект армирования бетона в зоне местного действия сил. В расчет следует ввести эквивалентное сечение опорной площадки $l_{sup} \times \gamma_{sup}$, где γ_{sup} — коэффициент, увеличивающий размеры поперечного сечения опорной площадки за счет вышеуказанного влияния арматуры.

Предлагаемая расчетная зависимость (3) с учетом коэффициента γ_{sup} хорошо описывает закономерность изменения разрушающей силы F_{test} в зависимости от изменения уточненных размеров опорных площадок (см. рис. 10). Среднее отклонение опытных и расчетных величин составляет $F_{test}/F_{calc}=1,19$.

При изучении влияния эксцентриситета приложения сил на прочность ростверков было выявлено, что с его увеличением ($e_0=5$ см) разрушающая сила уменьшается. Это объясняется тем, что при увеличении эксцентриситета передачи нагрузки под грузовой площадкой-колонной эпюра распределения уси-

лий становится резко неравномерной. По сути, это приводит к уменьшению рабочей площади грузовой площадки-колонны (рис. 11). В этом случае следует ожидать, что расчетная модель и предлагаемая расчетная зависимость (3) в полной мере будут учитывать влияние эксцентриситета на разрушающую силу, поскольку хорошо описывают влияние размеров опорной площадки. Среднее отклонение опытных и расчетных величин составляет $F_{test}/F_{calc}=1,13$.

Влияние числа свай на прочность ростверков под колонны изучалось путем сокращения их числа с 4 до 3. При этом изменялась схема разрушения и увеличивалась

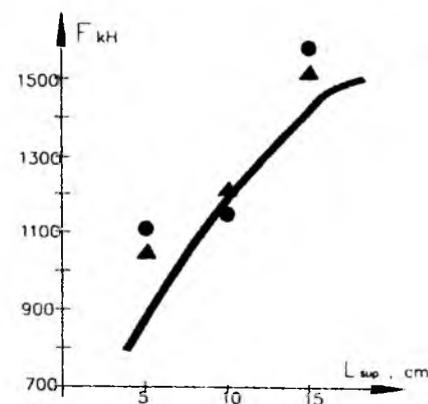


Рис. 10. График сопоставления опытных и расчетных разрушающих усилий в ростверках при изменении поперечного сечения свай

●▲ — опытное разрушающее усилие;
— — график расчетных усилий

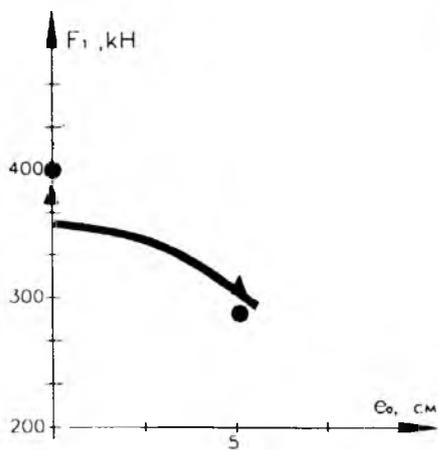


Рис. 11. График сопоставления опытных и расчетных разрушающих усилий в ростверке с появлением эксцентриситета

●▲ — опытное разрушающее усилие;
 — график расчетных усилий

разрушающая сила (рис. 12). При одинаковом виде и проценте армирования продольной арматурой ростверк с тремя сваями разрушается по сжатой зоне, с четырьмя сваями — по растянутой зоне. Очевидно, объяснить рост разрушающей силы можно на основе расчетной пространственной каркасно-стержневой модели, согласно которой прочность трехсвайного ростверка увеличивается за счет уменьшения пролета среза. На рис. 12 показаны графики двух расчетных зависимостей. График 2 описывает прочность ростверков по сжатой зоне (зависимость 3), график 1 — по растянутой зоне (зависимость 4). Оба графика согласуются с опытными разрушающими усилиями. Отклонение расчетных и опытных величин для трехсвайных ростверков по зависимости (3) и (4) составляет $F_{test}/F_{calc}=1,13$; для четырехсвайного ростверка $F_{test}/F_{calc}=1,2$.

Пространственная каркасно-стержневая модель позволяет выработать принцип армирования ростверков свайных фундаментов под колонны. Растянутые стержни ПКСМ отражают концентрацию главных растягивающих траекторий (напряжений), которая происходит по осям, соединяющим центры опор в поперечном, продольном и диагональном направлениях. Таким образом, принцип армирования растянутой зоны заключается в выборе направления расположения

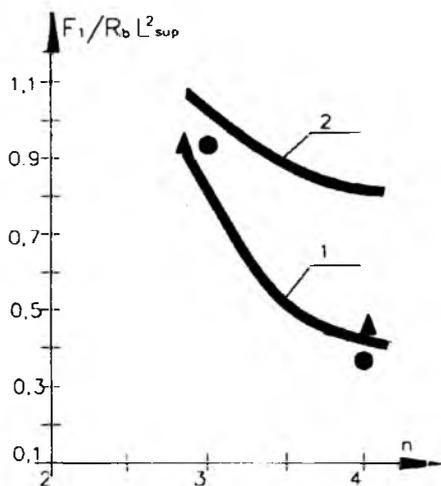


Рис. 12. График сопоставления опытных и расчетных разрушающих усилий в ростверке при изменении количества свай

●▲ — опытное разрушающее усилие;
 1 — график расчетных усилий по растянутой зоне; 2 — график расчетных усилий по сжатой зоне

рабочих стержней и целесообразности их концентрации над опорами. Приведенный принцип армирования хорошо демонстрируется результатами экспериментальных исследований четырехсвайных ростверков.

Исследовались четыре вида армирования (см. рис. 3) с одинаковым процентом: 1 вид представляет собой армирование нижней части ростверка арматурными сетками с прямоугольными ячейками; 2 вид — армирование нижней части ростверка с концентрацией рабочей арматуры по контуру; 3 вид представляет собой армирование нижней части ростверка рабочими стержнями, сконцентрированными по контуру над опорными площадками-сваями с дополнением стержнями, расположенными в диагональном направлении; 4 вид — армирование нижней части ростверка стержнями, сконцентрированными в диагональном направлении над опорами-сваями. Исследованы также образцы ростверков с одинаковым видом армирования в виде сетки. При этом процент армирования изменяется от 0,1 до 0,7%.

Концентрация рабочей продольной арматуры над опорами-сваями повышает разрушающую силу примерно в 1,4 раза по сравнению с армированием сеткой. Кон-

центрация арматуры диагонально над опорами-сваями повышает разрушающую силу приблизительно в 1,8 раза. Разработанный принцип армирования ростверков свайных фундаментов путем концентрации арматуры в зоне концентрации растягивающих напряжений приводит к резкому увеличению рациональности и эффективности использования арматурной стали. Очевидно, что рост прочности ростверков по растянутой зоне связан не только с использованием сосредоточенной рабочей арматуры в местах концентрации напряжений, но и с эффектом пространственной работы ростверка.

Расчет прочности растянутой зоны ростверка на основе пространственной каркасно-стержневой модели по зависимости (4) показал, что ПКСМ не в полной мере отражает эффективность каждого вида армирования и эффект пространственной работы ростверков по растянутой зоне. На основе анализа полученного в эксперименте результата вводим в зависимость коэффициент γ_s , учитывающий эффективность исследованных видов армирования. Отклонение опытных и расчетных величин составляет 0,9. График изменения опытных и расчетных величин разрушающей силы приведен на рис. 12.

Изменение процента армирования при использовании в качестве рабочей стержневой арматурной сетки повышает прочность по растянутой зоне в 2,8 раза. При этом прочность растянутой зоны остается неиспользованной. Поскольку схема разрушения изменяется, оно происходит по сжатой зоне. Расчетные зависимости (4) хорошо описывают характер изменения опытной разрушающей силы при изменении процента армирования. Отклонение опытных и расчетных величин $F_{test}/F_{calc}=1,1$.

Испытания показали, что прочность ростверков, по сравнению с прочностью коротких балок, выше в 1,5 раза. Можно считать, что это является количественной оценкой эффективности пространственной работы ростверка. Предлагаемый метод расчета описывает физическую работу ростверков с помощью

расчетной ПКСМ, в том числе функцией $\sin\beta$, коэффициентом полноты эпюры γ_{sup} , а также коэффициентом условия работы сжатых бетонных полос в теле ростверка γ_b . Из перечисленных величин наибольшее значение имеет коэффициент γ_b . Он повышает прочность ростверков по сжатой зоне в среднем в 1,7 раза по сравнению с короткими балками. Следующим по значимости является коэффициент γ_{sup} , учитывающий характер распределения сжимающих напряжений над опорной площадкой в продольном и поперечном направлениях. В то же время коэффициент пространственной работы снижается при уменьшении угла наклона сжатых полос бетона в среднем на 0,85 при увеличении пролета среза a/h_0 .

В целом предлагаемый расчетный аппарат, базирующийся на ПКСМ, позволяет повысить расчетную прочность ростверка по сжатой зоне в 1,4 раза, при повышении опытной разрушающей силы в 1,5 раза.

Кроме того, для оценки метода расчета ростверков свайных фун-

даментов под колонны на основе ПКСМ проведено сопоставление предлагаемого метода расчета с методом, принятым в нормативной литературе.

Расчет ростверков по сжатой зоне по СНиП 2.03.01-84*, зависимость (15) не отражает закономерность изменения опытной разрушающей силы при изменении пролета среза от 0,35 до 1,25. При малых пролетах среза, когда $a/h_0 \leq$ расчетной зависимости (15), используемой в настоящее время, прочность ростверков завышается в 1,3 раза и не обеспечивается безопасностью.

Расчет прочности ростверков по растянутой зоне указанного СНиПа, зависимость (19) также не отражает действительную закономерность изменения разрушающей силы и завышает расчетную прочность ростверка при изменении a/h_0 в 4...6 раз.

В целом по результатам исследований можно сделать следующие выводы:

Пространственный характер работы ростверков хорошо описы-

вается пространственной каркасно-стержневой моделью и предлагаемыми расчетными зависимостями. Предлагаемый метод в полной мере учитывает влияние и характер изменения основных факторов, определяющих прочность ростверка по сжатой и растянутой зонам.

ПКСМ позволяет определить принцип эффективного армирования ростверков, с достаточной степенью точности оценить прочность по сжатым наклонным бетонным полосам и растянутым горизонтальным арматурным поясам. В полной мере обеспечивает безопасность.

Разработанный метод расчета ростверков на основе ПКСМ является развитием нового подхода к расчету коротких балок, консолей и их многочисленных разновидностей, прочность которых определяется на основе плоской каркасно-стержневой модели. С этих позиций рассматриваемая ПКСМ и соответствующие расчетные зависимости являются прогрессивным развитием методов расчета железобетонных конструкций с малым пролетом среза.

ООО "МаСт"

Предлагает эффективные сухие смеси для гидроизоляции и герметизации

- используются в виде исходного порошка и теста, затворенного водой
- при застывании проникают во все микротрещины и образуют монолит
- создают полную водонепроницаемость конструкции в условиях постоянного подпора воды
- характеризуются высокой степенью адгезии к поверхности бетона, кирпича, металла
- используются для:
 - гидроизоляции швов, щелей, трещин, каверн, стыков труб
 - ликвидации протечек через поверхность
 - закрепления анкеров
 - укладки плитки
- пригодны для коммуникаций с питьевой водой и предприятий пищевой промышленности

ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ
Водонепроницаемость не менее W10
Прочность на сжатие (МПа) не менее:
 через 1 сут 15,0
 через 28 сут 50,0
Морозостойкость не менее 300 циклов
Примерный расход:
 на 1 пог.м шва 1,5 кг
 на 1 м² — 3...5 кг

Поставка в полиэтиленовых мешках по 20–30 кг

Опыт производства и применения свыше 6 лет. Отремонтировано более 50 крупных инженерных объектов в Москве и Московской области.

Фирма обеспечивает необходимые консультации по способу применения и принимает заказы на выполнение работ
 тел./факс 557–21–80, E mail-mast@orc.ru

Прогибы железобетонных балок со смешанным армированием при многократно повторном нагружении

Изменение прогибов в изгибаемых железобетонных элементах с ненапрягаемой, напрягаемой полностью и частично напрягаемой арматурой при многократно повторных воздействиях происходит более интенсивно, чем при однократных кратковременных и длительных нагрузках. Об этом говорят многочисленные экспериментальные исследования, выполненные в последнее время. Как известно, увеличение прогибов железобетонных конструкций, обусловленных деформациями изгиба связано, в основном, с уменьшением жесткости за счет увеличения ширины раскрытия и высоты нормальных трещин. Кроме того, в элементах, подвергающихся действию многократно повторной динамической нагрузки, в сжатой зоне появляются деформации виброползучести, развивающиеся аналогично деформациям ползучести при длительном действии постоянной нагрузки.

Автором проведены исследования [1] для определения значений прогибов в балках с полным и частичным преднапряжением после действия динамических нагрузок эксплуатационного уровня ($M_{max}=0,66 M_u$) в диапазоне $30000 \leq N \leq 400000$ циклов, а также в момент, предшествующий усталостному разрушению.

Для реализации поставленных задач были испытаны две группы образцов-балок, для которых приняты различные схемы исследований. Первая группа образцов перед испытанием на действие повторной нагрузки нагружалась статической нагрузкой до уровня максимальной нагрузки цикла ($M_{max}=0,66 M_u$) ступенями по $0,1 M_u$ с последующей нагрузкой до нуля. Такое нагружение предпринято для формирования начальных трещин в растянутой зоне. После достижения статической нагрузкой M_{max} включали пульсатор с последующим выводом амплитуды колебаний нагрузки A_M в задаваемые пределы от 42% до 66% статической разрушающей нагрузки. Затем, после 400 тыс. циклов повторных нагружений образцы разгружали до нуля и через сутки испытывали статической нагрузкой до разрушения.

Вторую группу образцов испытывали до полного разрушения на действие многократно повторяющейся нагрузки заданного режима.

Результаты испытаний показывают, что суммарные величины прогибов f_c от совместного действия статических и повторных нагрузок на уровне $M_{max}=0,66 M_u$ практически совпадают с величинами прогибов f_2 при повторном статическом нагружении балок до того же уровня ($f_2 - f_c \approx 0$) (рис. 1). Это говорит о почти линейной зависимости прогибов от изгибающих моментов после разгрузки балок, испытывавших кратковременное циклическое воздействие, и повторного статического нагружения до указанного максимального уровня. Такую картину деформирования балок можно объяснить следующими причинами.

Многократно повторное нагружение приводит к постепенному накоплению неупругих деформаций в сжатой зоне бетона. После достаточно большого числа циклов (порядка $(0,1 \dots 0,5) \cdot 10^6$) неупругие деформации бетона, соответствующие данному уровню, выбираются, и бетон начинает работать упруго. При этом начальный модуль деформаций бетона снижается. Касательная диаграмма $M-f$ при M_{max} показывает, что бетон сжатой зоны на этом уровне находится практически в упругой стадии работы. В растянутой арматуре также еще не появляются пластические деформации.

Наименьшие относительные приращения прогибов после 400 тыс. циклов повторной нагрузки наблюдали в балках серии II, армированных ненапрягаемой мягкой арматурой класса А-III. Однако, перед разрушением в балках этой серии отмечена максимальная абсолютная величина прогиба. Причину этого необходимо искать в больших пластических деформациях арматуры класса А-III, имеющей достаточно длинную площадку текучести. Остальные балки со смешанным армированием имеют промежуточные величины прогибов. Накопление прогибов у них происходило в соответствии с количеством и классом ненапрягаемой арматуры. Балки с ненапрягаемой высокопрочной арматурой класса А_т-V (серии I и IV) более интенсивно увеличивали прогибы (в пределах 21...25%) за счет повторного нагружения. Балки с мягкой

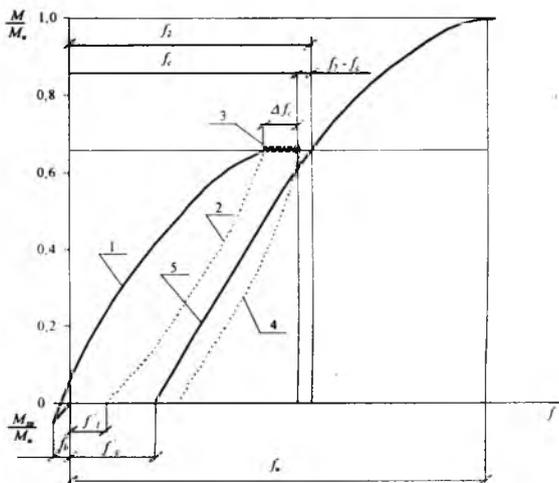


Рис. 1. Диаграмма работы изгибаемого элемента со смешанным армированием для принятой схемы испытания: 1 - первое статическое нагружение; 2 - разгрузка после первого статического нагружения; 3 - циклическое нагружение; 4 - разгрузка после циклического нагружения; 5 - статическое нагружение до разрушения

ненапрягаемой арматурой класса А-III (серии II и V) имели меньшее относительное накопление прогибов (порядка 17%) после действия повторных нагрузок. Однако абсолютные значения прогибов балок с мягкой ненапрягаемой арматурой выше.

Для определения увеличения прогибов в зависимости от количества циклов динамического нагружения автором [1] предложена регрессионная зависимость в диапазоне повторных нагружений от 1 до 400 тыс. циклов. В результате обработки опытных данных получено уравнение регрессии

$$f_N = C_0 + C_1 N + C_2 N^2 + C_3 N^3, \quad (1)$$

где $C_0 = f_1$ - прогиб балки при однократном статическом нагружении до M_{max} цикла; C_i - коэффициент уравнения регрессии; N - количество циклов нагружения.

Уравнение (1) может быть записано в виде

$$f_N = f_1 + \Delta f_N, \quad (2)$$

где $\Delta f_N = C_1 N + C_2 N^2 + C_3 N^3$ - приращение прогибов балок при повторном приложении нагрузки.

Очевидно, что представление текущих прогибов f_N в виде (1) или (2) неудобно для практического использования. Поэтому предлагается соотношение с переменным коэффициентом влияния повторной нагрузки

$$f_N = f_1 \cdot \gamma_{fN}, \quad (3)$$

где для γ_{fN} используется логарифмическая зависимость

$$\gamma_{fN} = a_i + b_i \lg N \quad (4)$$

Возможность представления коэффициента γ_{fN} уравнением (4) показана на рис. 2.

На рис. 3 приведены графики, иллюстрирующие степень совпадения результатов, полученных экспериментальным путем и рассчитанных по формуле (3).

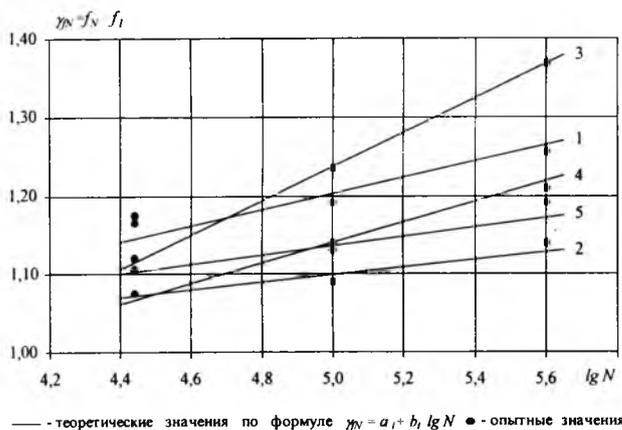


Рис. 2. Относительные приращения прогибов от совместного действия статических и повторно (30000 ≤ N ≤ 400000 циклов) нагрузок 1, 2, 3, 4, 5-соответственно балки серий I, II, III, IV, V

Таблица содержит опытные и теоретические данные об изменении прогибов на всех этапах нагружения по всем трем группам балок, испытанных: статическим нагружением до разрушения; динамическим нагружением до 400 тыс. циклов с последующим статическим испытанием до разрушения и динамическим нагружением до разрушения.

Определение теоретических значений прогибов было выполнено тремя способами (см. табл. 1). Первый способ заключался в применении соотношения (3) с учетом (4). Во втором способе расчета была использована формула

$$\left(\frac{l}{r}\right)_N = \frac{M_s}{h_0 z_N} \left[\frac{\psi_{sN}}{E_s A_s + E_{sp} A_{sp}} + \frac{\psi_{bN}}{(\varphi f_N + \xi_N) b h_0 E_{bN} \nu_N} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s + E_{sp} A_{sp}}, \quad (5)$$

которая учитывает изменения параметров $z_N, \psi_{sN}, \psi_{bN}, E_{bN}, \nu_N$ и ξ_N при многократно повторном нагружении. Эти изменения приняты по результатам исследований [2, 3, 4] и СНиП 2.05.03-84. Наконец, третьим способом определение значений f_N было выполнено в соответствии с уравнениями (1) и (2). Прогибы при статическом действии нагрузки f_1 вычисляли по формуле (5), у которой параметры $z, \psi_s, \psi_b, \nu, E_b, \varphi$ и ξ были определены по СНиП 2.03.01-84.

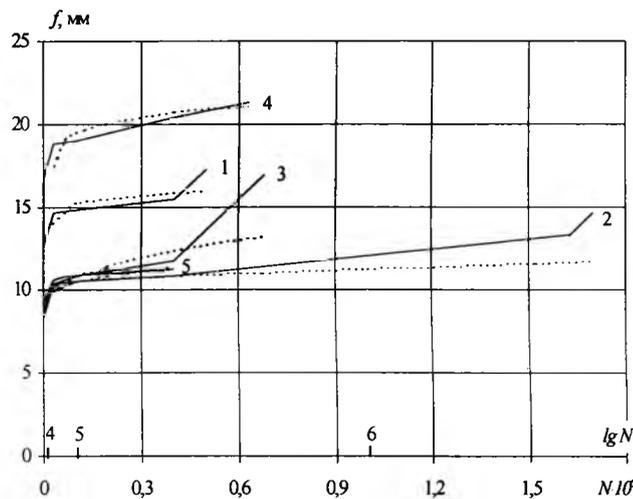


Рис. 3. Опытные и расчетные значения прогибов при совместном действии статических и многократно повторно нагрузок 1, 2, 3, 4, 5-соответственно балки серии I, II, III, IV, V

Анализ таблицы и рис. 3 дает основание утверждать, что в диапазоне $30000 \leq N \leq 400000$ циклов расчеты по формуле (3) дают удовлетворительное совпадение с экспериментальными данными. Погрешность находится в пределах $-5...+5\%$. Более того, даже перед усталостным разрушением расчетные значения прогибов в балках со смешанным армированием могут быть определены по формуле (3) с погрешностью, не превышающей 20%. Максимальное отклонение (26%) наблюдается для полностью предварительно напряженных балок. Принимая во внимание это обстоятельство, можно рекомендовать определять прогибы изгибаемых элементов со смешанным армированием в момент усталостного разрушения по формуле

$$f_{N\text{rep}} = \gamma_{\text{rep}} \cdot \gamma_N \cdot f_1, \quad (6)$$

где γ_{rep} - коэффициент, учитывающий влияние повторных нагружений в момент достижения выносливости изгибаемого элемента; в первом приближении он может быть принят $\gamma_{\text{rep}} = 1,2$.

Предлагаемая методика расчета прогибов изгибаемых железобетонных элементов со смешанным армированием при повторных нагружениях обладает достаточной точностью и пригодна для использования при проектировании.

Библиографический список

1. Байрамуков С.Х. Несущая способность, трещиностойкость и деформативность железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием при статических и повторных нагружениях. Диссертация ... канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1991. - 220 с.

2. Белобров И.К. Деформации бетона при действии многократно повторяющихся и однократных кратковременных динамических нагрузок // Прочность, структурные изменения и деформации бетона. - М.: Стройиздат, 1976. - С. 153-158.

3. Корниенко Н.А. Сопротивление предварительно напряженных балок из облегченного бетона на пористом известняке многократно повторному нагружению: Дисс. ... канд. техн. наук. - Ростов-на-Дону, 1975.-216 с.

4. Мельник И.В. Выносливость, трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов при многократно повторяющихся нагружениях: Дисс. ... канд. техн. наук. - Львов, 1989. - 214 с.

С е р и я	Кол-во циклов нагрузки N	Коэффициент уравнения		γ_N	Прогибы, мм				$\frac{\gamma_N \cdot f_1}{f_N}$
		a,	b,		$f_N^{\text{рас}}$	$f_N^{\text{рас}}$ по фор. (5)	$f_N^{\text{рас}}$ по фор. (2)		
I	I	0,652	0,108	-	12,2	-	13,26	12,75	-
	30000			1,140	14,3	13,91	14,56	13,77	0,973
	100000			1,192	14,5	14,54	16,26	15,08	1,003
	400000			1,257	15,3	15,34	17,75	15,38	1,003
	502000			1,268	17,2	15,47	20,30	-	0,899
II	I	0,603	0,101	-	9,40	-	9,200	9,550	-
	30000			1,055	10,1	9,920	9,620	9,930	0,982
	100000			1,108	10,4	10,42	10,36	10,48	1,002
	400000			1,169	10,9	10,99	11,54	11,03	1,002
	1700000			1,232	14,6	11,58	14,80	-	0,793
III	I	0,055	0,236	-	8,60	-	8,980	8,970	-
	30000			1,112	10,1	9,560	9,710	9,770	0,947
	100000			1,235	10,6	10,62	10,96	10,89	1,002
	400000			1,377	11,8	11,84	12,28	11,85	1,003
	680000			1,431	16,6	12,31	16,90	-	0,742
IV	I	0,431	0,140	-	16,7	-	17,84	17,08	-
	30000			1,058	18,4	17,69	18,46	17,82	0,962
	100000			1,131	18,8	18,89	19,50	18,92	1,005
	400000			1,215	20,2	20,29	21,87	20,26	1,004
	630000			1,243	21,3	20,76	21,80	-	0,975
V	I	0,767	0,073	-	9,20	-	9,910	9,51	-
	30000			1,094	10,3	10,06	10,30	9,99	0,977
	100000			1,132	10,4	10,41	11,00	10,65	1,001
	400000			1,176	10,8	10,82	12,00	10,94	1,002
	-			-	-	-	-	-	-

Примечание: При N=1 прогибы были рассчитаны по методике СНиП.

ТЕОРИЯ

К.А.ПИРАДОВ, д-р техн. наук, Е.А.ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук, проф., Т.Л.МАМАЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Фундаментальные принципы определения морозостойкости бетона по параметрам механики разрушения

Для начала две аксиомы. Первая — морозостойкость бетона связана с его структурой. И вторая — интегральной характеристикой структуры материалы является критический коэффициент интенсивности напряжений K_c .

Определений морозостойкости много. В подавляющем большинстве они связаны с прочностью, со способностью бетона "переносить без снижения проч-

ности повторные деформации" [1]. Между тем в самом термине "морозостойкость" есть указание на тот параметр, который является главенствующим — это время; время до начала необратимого разрушения структуры бетона при циклическом общем или локальном деформировании. Что же принять за момент начала разрушения?

Необратимое разрушение бетона начинается, ког-

да текущая величина дефектов его структуры достигает критического значения, вычисленного по $K_c(N)$, определенному из

$$K_c(N) = K_c / \sqrt{1 + 2E_B D(N)}, \quad (1)$$

где E_B — модуль упругости бетона; $D(N)$ — мера его вибропластичности при циклической нагрузке с некоторой характеристической цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$. Напряжения σ_{\min} определяются капиллярными силами при положительных температурах; σ_{\max} — давлением льда на стенки дефектов структуры бетона при отрицательных.

Величина $K_c(N)$ меньше начального K_c вследствие этих повторных циклических деформаций, связанных с попеременным образованием льда и воды в порах и дефектах структуры бетона. Морозостойкость, а следовательно, и K_c зависят в первую очередь от пористости бетона, от распределения пор по размерам и по форме. Пористость тяжелого бетона определяется пористостью цементного камня. В нем образуются три дискретные системы пор: цементного геля размером $(20 \dots 40) \cdot 10^{-10}$ м, капиллярные размером $(1 \dots 100) \cdot 10^{-8}$ м и условно замкнутые овалообразные размером $(2 \dots 50) \cdot 10^{-5}$ м. Однако лед образуется не во всех дефектах структуры.

Согласно [2], в порах, размер которых меньше $17 \cdot 10^{-10}$ м, вода не замерзает при температуре до -30°C . Поэтому при расчетах стойкости бетона к воздействию отрицательных температур необходимо учитывать капиллярные поры, а также лед в дефектах структуры по границе контакта "матрица-заполнитель" и образовавшихся радиальных трещин вокруг зерен заполнителя вследствие различия термодформативности их и цементного камня. Из этого следует, что в цементном камне объем замерзающей воды W можно записать в виде

$$W = \Pi_p, \quad (2)$$

где Π_p — капиллярная пористость.

Иначе говоря, на степень уменьшения величины $K_c(N)$ цементного раствора по мере восприятия бетоном циклической нагрузки оказывают влияние только капиллярные поры и контактные взаимодействия (связи), которые можно определить из опытов по вдавлению в цементный камень алмазного конуса. Это вовсе не означает, что замкнутые поры цементного камня не оказывают влияния на морозостойкость бетона. Как раз наоборот! Просто они влияют на мгновенную начальную величину K_c , а не на скорость ее релаксации, иначе говоря, не на $K_c(N)/K_c$. В общем случае

$$K_c = K_{ct}(W_{cp} - W_g - W_p - W_s) - K_p W_p - K_{is} W_s, \quad (3)$$

где K_{ct} — величина K_c для сил контактного взаимодействия; K_p и K_{is} — коэффициенты интенсивности напряжений для капиллярных и замкнутых пор; W_{cp} , W_g , W_p и W_s — объемы цементного камня, гелевых, капиллярных и замкнутых пор. По глубине отпечатка алмазного конуса и его диаметру возможно определение величины K_{ct} плотной структуры цементного камня.

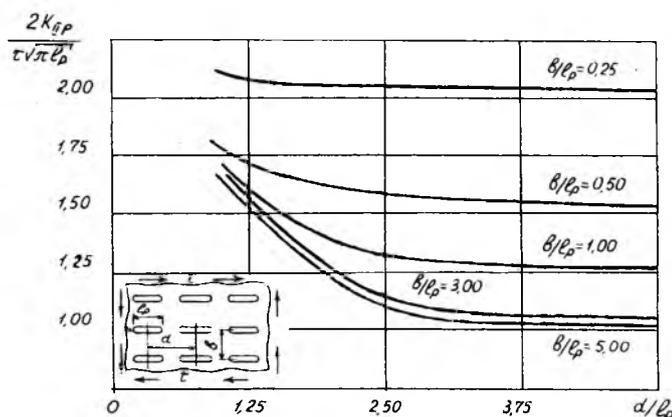


Рис. 1. Зависимость коэффициента интенсивности напряжений K_{ip} капиллярных пор длиной l_p от расстояний между их центрами

Представим капиллярные поры в виде двоякопериодической системы прямолинейных трещин, центры которых образуют прямоугольную решетку. Такая система трещин эквивалентна периодической системе коллинеарных трещин в полосе, на границах которой отсутствуют нормальные перемещения и касательные напряжения, а на берегах действует постоянное давление.

На рис.1 показана зависимость коэффициента интенсивности напряжений при деформациях нормального отрыва в системе капиллярных пор (K_{ip}) от расстояний между центрами трещин в горизонтальном (d) и вертикальном (b) направлениях. Интересно отметить, что с ростом d величина K_{ip} уменьшается, а с увеличением b — растет.

Коэффициент интенсивности напряжений при деформациях поперечного сдвига K_{ip} изменяется по-другому. Его значения уменьшаются при возрастании как горизонтальных, так и вертикальных расстояний между капиллярными порами (рис.2). Величины K_{ip} и K_{ip} могут быть получены в виде асимптотических значений и для более общего случая, когда параллелограмм периодов двоякопериодической системы трещин (пор) является произвольным [3]

$$K_p = \sqrt{K_{ip}^2 + K_{ip}^2}. \quad (4)$$

С учетом (3) сделаем вывод, что для увеличения величины K_c , а следовательно, и для получения бетонов высокой морозостойкости наилучшим распределением капиллярных пор будет малое расстояние между ними вдоль линии действия внешней нагрузки.

Замкнутые поры образуются при изготовлении бетона вследствие возникновения пузырьков воздуха. Размер таких пор, а также их количество зависят от различного рода факторов. Параметрами таких пор являются [1]: их суммарный объем A , размер l , количество в единице объема цементного камня n , удельная поверхность α_0 . По этим параметрам определяет-

Образцы бетона	A, %	n, мм ⁻¹	α ₀ , мм ⁻¹	L, мм
без добавок	(0,2-5,7)/2,0	(0,09-0,27)/0,15	(4,2-43,6)/17,4	(0,22-1,56)/0,63
с добавками	(2,1-10,6)/4,4	(0,11-0,50)/0,25	(24,3-63,0)/38,7	(0,06-0,21)/0,12

Примечание: перед чертой приведены граничные значения параметра; за чертой — его средние значения.

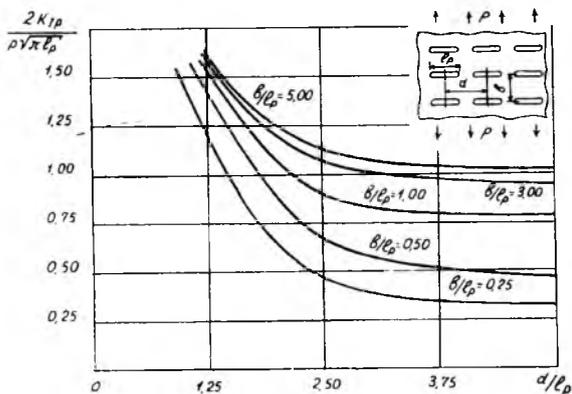


Рис. 2. Зависимость коэффициента интенсивности напряжений K_n капиллярных пор от расстояний между их центрами

ся величина L — расстояние между условно замкнутыми порами

$$L = \frac{3}{\alpha_0} \left(1,4 \left(\frac{C(v + B/C)}{\rho_w A} + 1 \right)^{1/3} - 1 \right), \quad (5)$$

где v — отношение величин плотности воды и цемента; ρ_w — плотность воды, т/м³; C — расход цемента, т/м³; B/C — водоцементное отношение. Граничные и средние значения вышеназванных параметров замкнутых пор в цементном камне для производственного бетона приведены по данным [4] в табл. 1.

В общем случае представим замкнутые поры в виде овалообразных пор, которые отобразим так, как это показано на рис. 3. Центры отверстий могут быть расположены в вершинах правильной треугольной или квадратной решеток. Контуры отверстий свободны от нагрузки. Зависимость величины K_{is} от длины гелевых пор l_g и их минимального радиуса R показана на рис. 4. По данным [5], при квадратной решетке распределения пор значения K_i ниже приведенных примерно на 5%. Согласно (3), наибольшие значения K_c, т.е. наибольшая начальная стойкость к многократному циклическому воздействию отрицательных тем-

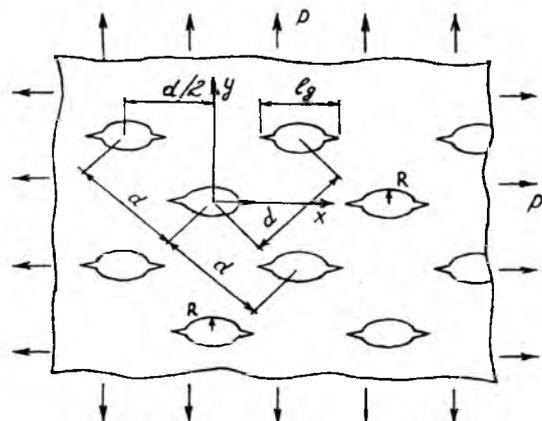


Рис. 3. Условно замкнутые поры в цементном камне в виде двоякопериодической системы отверстий, когда их центры образуют треугольную решетку

ператур, будут при минимальных величинах K_{is}. Можно полагать, что с помощью структурокорректирующих органических добавок возможно получение замкнутых пор с заданными размерами и расстояниями между ними. На рис. 4 показана линия (граница) оптимальной величины овалообразных замкнутых пор и расстояний между ними.

При многоцикловом температурном воздействии на морозостойкость бетона оказывают влияние капиллярные поры в цементном камне, заполненные водой (льдом). Это подтверждается результатами многих исследований, в частности, в [6], где была установлена зависимость морозостойкости Мрз тяжелого бетона от величины его капиллярной пористости

$$Mрз = (12 - П_p)^{2,7}. \quad (6)$$

Рассмотрим заполненный льдом капилляр. На его стенки действуют силы P_i, обусловленные давлением льда при его расширении в процессе замораживания

$$P_i = \alpha_b \Delta T E_l, \quad (7)$$

где α_b — коэффициент температурного расширения льда (α_b = (2,76 - 0,08T) · 10⁻⁴/град); T — температура; ΔT — ее перепад; E_l — модуль упругости льда.

При циклическом действии нагрузки важнейшим параметром является упоминавшаяся выше характеристика цикла ρ

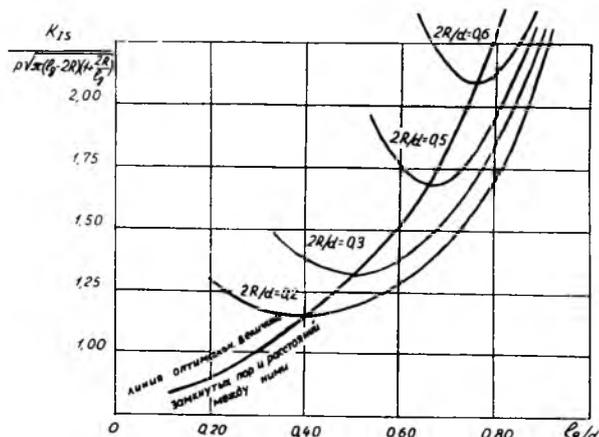


Рис. 4. Зависимость величин коэффициента интенсивности напряжений K_i сферических пор от их размеров и расстояния между ними при треугольной сетке распределения

Номера составов	Состав бетона, кг на 1 м ³						Морозостойкость, циклов	K _{IC} , МПа м ^{-1/2}	K _{IIc} , МПа м ^{-1/2}
	Ц	П	Щ	В	С-3, % от Ц	СНВ, % от Ц			
1	370	715	1136	179	0,6	—	31	0,46	5,13
2	460	690	1046	170	0,7	0,005	48	0,57	5,31
3	320	720	1150	192	0,2	—	8	0,31	3,58

$$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = -P_w / P_i, \quad (8)$$

где P_w — капиллярные силы.

$$P_w = \pi \sigma_0 a_p \cos \theta (1 - T / 370). \quad (9)$$

В (9) σ_0 — поверхностное натяжение воды при $T = 0^\circ\text{C}$; θ — угол смачивания; a_p — ширина дефекта структуры. Следовательно

$$\rho = -\pi \sigma_0 a_p \cos \theta (1 - T / 370) / (\alpha_{ii} \Delta T E_i). \quad (10)$$

Тогда приращение длины капилляра $\Delta l_p(N)$ в процессе восприятия циклически действующих отрицательных температур определится по зависимости [7]

$$\Delta l_p(N) = l_p \left(1 + 0,64 \frac{P_i \sqrt{l_{bg}}}{K_{IIc} \pi^{3/2}} - 0,36 \rho - 0,12 K_{IC} \right) (1 - e^{5 \cdot 10^{-5} \rho N}), \quad (11)$$

где K_{IC} и K_{IIc} — критические коэффициенты интенсивности напряжений цементного камня при нормальном отрыве и поперечном сдвиге; N — число циклов "замораживание — оттаивание" воды; $l_{bg} = 1$ м. В [7] для $\Delta l_p(N)$ получено точное аналитическое решение, однако здесь для простоты и удобства восприятия приведена зависимость, полученная по результатам обобщения экспериментальных данных.

Тогда

$$K(N) = K_p(N) = P_i \sqrt{\pi \Delta l_p(N)} \quad (12)$$

и

$$K_c(N) = K_c - \Gamma_p K(N). \quad (13)$$

Из (10)–(13) можно определить N — число циклов до разрушения, иначе говоря время до разрушения, т.е. параметр, обозначенный еще в первых абзацах данной статьи.

Заполнитель оказывает существенное влияние на морозостойкость бетона. Величина критического коэффициента интенсивности напряжений тяжелого бетона K_c^e может быть представлена выражением

$$K_c^e = K_c + K_{cag} W_{ag} - K_{ir} W_r - K_k W_k, \quad (14)$$

где K_{cag} — величина K_c заполнителя; K_{ir} и K_k — коэффициенты интенсивности напряжений в вершинах радиальных и контактных трещин в матрице цементного камня вокруг зерна заполнителя; W_{ag} , W_r и W_k — объемы заполнителя, радиальных и контактных трещин.

Методы определения коэффициентов интенсивности напряжений вышеназванных трещин приведены в [7].

Пожалуй, самой серьезной проблемой в обеспечении гарантированной стойкости железобетонных конструкций к воздействию отрицательных температур является невозможность эффективного массового экспресс-контроля качества бетона с позиций морозостойкости. Определение этой характеристики требует проведения объемных и, самое главное, длительных экспериментальных исследований, в обязательном порядке в условиях лаборатории. Сегодня при огромных объемах производства бетона и изделий из него это неприемлемо. Необходимо в производственных условиях оценивать качество изделий или конструкций с позиций обеспечения требуемой морозостойкости, т.е. нужен такой критерий, который корректен при его определении и позволяет судить о стойкости бетона к циклическим низкотемпературным воздействиям. Этот критерий — K_c . Выполненные экспериментальные исследования показали наличие корреляции между этим критерием и $M_{рз}$ (табл. 2).

Кроме того, важным является тот факт, что $M_{рз}$ может быть спрогнозирована теоретически по результатам определения K_c , либо на основании данных о составе бетона, либо по результатам компьютерного морфологического исследования аншлифов.

В заключение отметим, что в лаборатории физико-химической механики бетона НИИЖБа разрабатывается и апробируется методика экспресс-оценки величин K_c и $M_{рз}$ на основе существующих методов определения прочности бетона при испытаниях на отрыв со скалыванием.

Библиографический список

1. Кунцевич О.В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера. — Л.: Строиздат, Ленинградское отделение, 1983. — 132 с.
2. Helmut R.A. Capillary size restrictions on ice formation in hardened portland cement pastes. IV International Symposium on chemistry of cement. Washington, 1960. — p.17–26.
3. Саврук М.П. Двумерные задачи упругости для тел с трещинами — Киев.: Наукова думка, 1981. — 324 с.
4. Backstrom Y.E., Burrows R.M., Nielenz R.C., Wolkodoff V.E. Origin, evolution and effects of the air void system in concrete, Journal ACI, 1950, v.30, N 2, 3, 4.
5. Мирсалимов В.М. Разрушение упругих и упругопластических тел. — Баку: Элм, 1984. — 122 с.
6. Горчаков Г.И. Специальные строительные материалы для теплоэнергетического строительства. — М.: Стройиздат, 1972. — 218 с.
7. Пирадов К.А. Теоретические и экспериментальные основы механики разрушения бетона и железобетона. — Тбилиси: Энергия, 1998. — 356 с.

Оценка надежности железобетонных конструкций на основе логиковероятностных методов и метода предельного равновесия

Обеспечение надежности строительных конструкций является важной задачей современного строительства. Если задача определения надежности статически определимых конструкций успешно решается, то вычисление надежности статически неопределимых конструкций до сих пор наталкивается на значительные трудности.

Сложность оценки надежности статически неопределимых конструкций заключается в том, что отказ одного из сечений приводит к перераспределению усилий между другими сечениями, тем самым увеличивая интенсивность их отказов. Поэтому отказы отдельных сечений не являются статистически независимыми событиями, что и осложняет решение данной проблемы.

Поставим перед собой задачу разработки такой методики оценки надежности статически неопределимых железобетонных конструкций, чтобы она была достаточно простой для практического использования и в то же время обладала необходимой точностью.

Решением поставленной задачи может служить использование логико-вероятностных методов (ЛВМ), которые впервые нашли свое применение в электротехнике, радиотехнике и электронике. Одним из условий применения этих методов была статистическая независимость событий отказов элементов системы. Однако последние работы по развитию ЛВМ показали, что их можно применять и при зависимых отказах [1]. Это обстоятельство открывает возможность применения ЛВМ для оценки надежности статически неопределимых железобетонных конструкций. Первые успешные попытки в этом направлении уже сделаны [2].

Для применения ЛВМ необходимо найти либо все пути успешного

функционирования системы, либо все минимальные сечения отказов, т.е. все пути выхода конструкции из строя. В работе [2] введены понятия простейших и избыточных схем разрушения железобетонных конструкций. Если из схемы разрушения (кинематического механизма) нельзя удалить ни одного пластического шарнира так, чтобы конструкция осталась кинематически изменяемой, то такая схема называется простейшей, в противном случае - избыточной. Простейшая схема соответствует в ЛВМ понятию минимальному сечению отказов.

Важным выводом логико-вероятностных методов является вывод о слабой статистической зависимости событий образования простейших схем разрушения при условии незначительной вероятности образования пластических шарниров в критических сечениях конструкции. Надежность системы, вычисленная в предположении статистической независимости событий образования простейших схем, практически совпадает с точным значением, если вероятность безотказной работы любого сечения не меньше 0,9.

В работе [2] показано, что ЛВМ рациональнее применять для теоретического исследования надежности систем, а для практических целей лучше всего подходит метод предельного равновесия в вероятностной постановке. В последнем случае используются положения ЛВМ: рассматриваются только простейшие схемы разрушения; слабая статистическая зависимость между простейшими схемами может не учитываться. Так как в предлагаемом способе оценки надежности используются положения ЛВМ и метода предельного равновесия, то данный метод назван логико-вероятностным мето-

дом предельного равновесия (ЛВМНР).

Определим надежность как вероятность неразрушения конструкции ни по одной простейшей схеме из всех возможных. То есть должна выполняться система неравенств

$$\sum_{i \in S_j} \tilde{M}_{ui} a_{ij} - \tilde{W}_j \geq 0, \quad (1)$$

где \tilde{M}_{ui} - случайная величина предельного изгибающего момента, воспринимаемого i -тым критическим сечением; a_{ij} - виртуальное перемещение (угол раскрытия) пластического шарнира в критическом сечении i для схемы j ; \tilde{W}_j - случайная величина работы внешней нагрузки на возможных перемещениях схемы j ; запись $i \in S_j$ под знаком суммы означает, что суммирование производится по всем сечениям i , принадлежащим схеме j .

Слабая статистическая зависимость между простейшими схемами делает возможным определение надежности конструкции или какой-либо системы как произведение вероятностей неразрушения конструкции по каждой простейшей схеме из всех возможных

$$R_c \approx \prod_{j=1}^m R_j, \quad (2)$$

где R_j - вероятность неразрушения конструкции по простейшей схеме j ; R_c - надежность конструкции или системы; m - количество простейших схем.

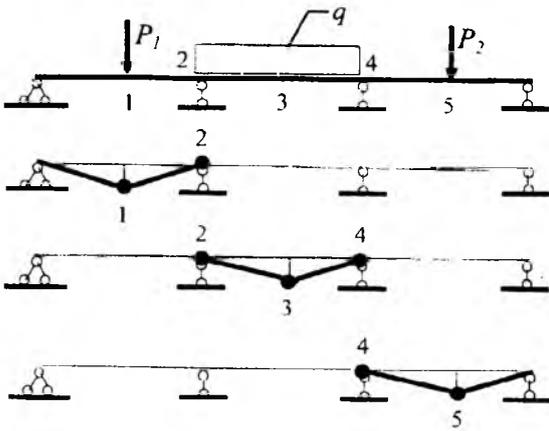


Рис. 1. Схема нагрузок и схемы разрушения для трех-пролетной балки

Предположение о слабой статической зависимости событий разрушения конструкций по простейшим схемам проверялось на неразрезных железобетонных балках (рис. 1) при различном армировании критических сечений и различных вариантах загрузки конструкций. Нагрузки принимались как в виде детерминированных, так и в виде зависимых или независимых случайных величин. Коэффициент корреляции между зависимыми нагрузками принимался равным единице. Для более полного исследования принимались варианты нагружения при одних неизменных, а при других - возрастающих нагрузках. Рассматривался также вариант нагружения с пропорционально возрастающей нагрузкой.

Балочные конструкции рассчитывались при нагружении каждого пролета. При этом предполагалось, что в неразрезных балках от внешней нагрузки возникают положительные изгибающие моменты в пролетных критических сечениях и отрицательные моменты в сечениях над опорами конструкции.

Надежность конструкций оценивалась в предположении условной независимости простейших схем разрушения по формуле (2) и по формуле полного сложения вероятностей

$$R_c = 1 - \left[\sum_{i=1}^m Q(A_i) - \sum_{i=1}^m \sum_{j \neq i}^m Q(A_i A_j) + \dots + (-1)^m Q(A_1 A_2 \dots A_m) \right] \quad (3)$$

$$\dots + (-1)^m Q(A_1 A_2 \dots A_m) \quad (3)$$

где $A_i A_j \dots$ - событие разрушения конструкции одновременно по схемам i, j, \dots

Нагрузка в каждом пролете балочной конструкции принята в виде случайной величины. Армирование i -го критического сечения балки назначалось в зависимости от коэффициента $\alpha_i = \alpha_m / \alpha_R$, где $\alpha_m = M_i / (R_b b h_{oi}^2)$; α_R - граничное значение α_m . Для примера рассмотрим случай армирования критических сечений: $\alpha_1 = 0,8$; $\alpha_2 = 0,4$; $\alpha_3 = 0,6$; $\alpha_4 = 0,8$; $\alpha_5 = 0,2$. Сечение балки принято прямоугольным - $b \times h = 250 \times 650$ мм.

Конструкции выполнены из бетона класса В15 с характеристиками: расчетным сопротивлением - $R_b = 8,5$ МПа; средним значением сопротивления - $m_b = 14,3$ МПа и коэффициентом вариации $v_b = 0.135$. Закон распределения сопротивления бетона принят нормальным.

Критические сечения армированы арматурой класса А-III с характеристиками: расчетное сопротивление - $R_s = 365$ МПа; среднее значение сопротивления - $m_s = 429,4$ МПа и коэффициентом вариации $v_s = 0,05$. Закон распределения сопротивления арматуры принят нормальным.

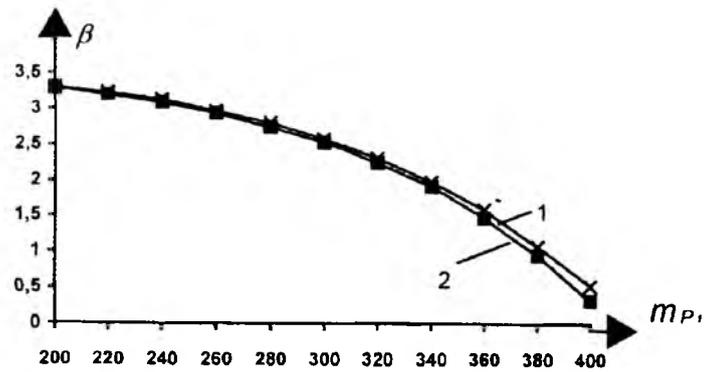


Рис. 2. Характеристика безопасности балки

На рис. 2 цифрами 1 и 2 обозначены кривые изменения характеристики безопасности, определенные соответственно по формулам (3) и (2) при независимых нагрузках. Очень близкое расположение кривых указывает на слабую статистическую зависимость между несущей способностью балочной конструкции по каждой простейшей схеме разрушения.

Кривая 2 располагается под 1. Это говорит о несколько заниженном значении характеристики безопасности, а следовательно, и заниженном значении надежности. Однако, даже для характеристики безопасности меньше 1,5, разница между точным значением надежности (3) и ее оценкой (2) достаточно мала чтобы учитывать этот факт для практических расчетов.

В области очень малых отказов (см. рис. 2) кривые характеристик безопасности практически сливаются. Это говорит о большой степени сходимости предложенной оценки (2) с точным значением надежности (3). Только при характеристике безопасности меньше 1,5 становится заметной разница между оценкой и точным значением надежности. Однако она не настолько большая, чтобы учитывать ее для практических расчетов. Исследования балочных конструкций показали, что область применения оценки (2) достаточно широкая. Ее можно применять для практических целей вплоть до значения характеристики безопасности, равной 0,5.

Проводились также исследования применимости оценки (2) для балочных конструкций при зависимых нагрузках. Получены аналогичные результаты

Таким образом, для балочных конструкций предложенную оценку (2) можно считать достаточно эффективной для практического применения, а события разрушения конструкций по простейшим схемам можно условно считать статистически независимыми.

Такие же исследования были проведены на рамных конструкциях. Получены аналогичные результаты.

На основании проведенных исследований можно сформулировать следующие выводы.

1. Статистическая зависимость простейших схем разрушения достаточно слабая и практические расчеты можно проводить в предположении независимости простейших схем.

2. Предложенная оценка надежности железобетонных конструкций (2) достаточно эффективна и может применяться для практических вероятностных расчетов без существенной погрешности при значении характеристики безопасности 1,5 и выше.

Библиографический список

1. Барлоу Р., Прошан Ф. Статистическая теория надежности и испытания на безопасность. /Пер. с англ. — М.: Наука, Главная редакция физико-математической литературы, 1984. — 325 с.

2. Исайки А.А. Оценка надежности статически неопределимых железобетонных конструкций на основе логико-вероятностных методов и метода предельного равновесия. Дис. канд. техн. наук. — М., НИИЖБ, 1988. — 144 с.

3. Краковский М.Б. Совершенствование расчета железобетонных конструкций на основе вероятностных подходов // Бетон и железобетон. — 1997 — № 3. — С. 9–11.

ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ

А.М. ЛЮДКОВСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Практические проблемы надстройки домов первых массовых серий

Модернизация ДПМС является большой проблемой народного хозяйства России. Несмотря на остроту проблемы, широкомасштабные работы не начинаются из-за отсутствия средств как у государства, так и у населения. Наиболее перспективным на ближайшее время представляется коммерческий подход, когда дом надстраивается, площади продаются, и часть денег идет на ремонт дома, включающий замену инженерных сетей. Таким образом можно модернизировать, по экспертным оценкам, 10...20% домов, расположенных в районах со сравнительно дорогой недвижимостью. Согласно правилам технической эксплуатации, с середины 80-х годов должно было начаться массовое обновление фонда типовых зданий. Дальнейшее промедление с решением вопросов восстановления его ресурса и ликвидации последствий морального износа приведет к существенному удорожанию ремонтно-реконструктивных работ и выбытию значительной части фонда по ветхости [1].

Многие идеи в плане решения этой проблемы были сформулиро-

ваны еще при проведении в 1986 г. Всесоюзного конкурса проектных предложений по архитектурно-планировочным и конструктивно-технологическим решениям модернизации и реконструкции жилых зданий, построенных по типовым проектам первых массовых серий. Наиболее интересные материалы были собраны и обобщены А.Н. Спиваком в [2]. Однако практического применения эти разработки не нашли. Послевоенные муниципальные дома в Европе, явившиеся аналогами советским ДПМС, были в массе (не менее 2 млн. м²) реконструированы в 70-х и 80-х годах, но опыт Европы в нашей стране мало известен.

За прошедшие годы на практике сделано немного. Однако получены первые и очень важные для России результаты — подтверждена жизнеспособность ДПМС, доказаны технологические возможности и экономическая эффективность проведения надстроек жилых домов большинства серий безопасными методами без отселения жителей. Дома с трехслойными самонесущими стенами серий К-7, ОД и т.п. целесообразно

реконструировать с отселением жителей. Удаление тонких ребристых полей панелей и их последующее замоноличивание современными легкими бетонами принципиально улучшает эксплуатационные свойства наружных стен. Проведение такого рода работ возможно только при отселении жителей. Увеличение этажности до 9 этажей с расширением и перепланировкой дома обходится на 30% дешевле, чем новое строительство. Увеличение этажности более 9 этажей вряд ли целесообразно, так как при этом резко возрастают затраты на обеспечение норм пожарной безопасности [3].

К сожалению, опыт реконструкции железобетонных сборных домов накапливается в основном на аварийных объектах. Попытки проведения ремонтно-реконструктивных работ (РРР) доморощенными методами неудачны, приводят к дискредитации идеи в глазах населения и тем самым затягивают начало массовых работ. Более успешно в настоящее время проводится реконструкция домов со стропильными крышами.

Работы по обследованию па-

Основные факторы, позволяющие утверждать о возможности широкомащтабной надстройки ДПМС	Объективные факторы, способствующие сохранению эксплуатационной надежности ДПМС в процессе эксплуатации
Наличие запасов несущей способности стен	Фактическое превышение прочности бетона над проектными значениями в 1,5–2 раза, так как при добавке цемента на производстве удавалось увеличить оборачиваемость форм за счет сокращения на 30% времени на тепловую обработку [4] Сварные стыки имеют конструктивные решения, способствующие защите сварных швов в случае появления первичной поверхностной коррозии [5]
Расчет блочных и панельных домов велся как пространственных структур	Жизнь подтверждает наличие запасов несущей способности за счет пространственной работы конструкций панельных зданий, например, наблюдавшиеся локальные разрушения вследствие взрывов
Наличие запасов несущей способности оснований и фундаментов	5–7%-ное увеличение прочности грунтов за счет консолидации [6]
Доказанная экономическая эффективность — новые площади в надстройках дешевле по сравнению с новым строительством	
Возможность проведения ремонтно-реконструктивных работ без отселения жителей	Ремонт квартир, включая инженерные сети, периодически проводимый жителями

нельных ДПМС, проведенные многими специалистами в разных регионах, показали, что большая часть домов обладает достаточной эксплуатационной надежностью, однако встречаются серьезные дефекты наружных стен, появляющиеся вследствие неправильной эксплуатации. В первую очередь это относится к домам серий К-7, П-32, 1-335, 1-468 и т.п. с наружными самонесущими стенами, выполненными из ячеистобетонных панелей, и тонкостенных трехслойных панелей. В табл. 1 описаны основные факторы, объясняющие жизнеспособность ДПМС.

Рассмотрим основные проблемы, возникающие при реконструкции с надстройкой разных типов ДПМС.

1 — Несущие стены должны иметь резервы несущей способности.

Продольные несущие стены (дома "трехстенки") — как правило, имеют запасы несущей способности; при недостатке несущей способности их можно усилить силовой облицовкой — цементно-песчаной штукатуркой по сетке.

Известно предложение немецкой фирмы "Даксторм" о применении армированной штукатурки в качестве несущего элемента в составе системы утепления стен. Армированная штукатурка отнесена от стены на толщину слоя утеплителя, соединена со стенами анкерами и опирается на существующие расширения фундамента. Стык с карнизом осуществляется таким образом, что нагрузка от надстройки передается не только на существующие стены, но и в значительной степени на армированную штукатурку. Этот слой, несмотря на сравнительно малую толщину (30...60 мм), может нести значительную нагрузку, так как от потери устойчивости он застрахован наличием анкеров и коробами, обрамляющими оконные проемы.

Поперечные несущие стены — дают широкий и интересный набор специфических задач. Несущую способность поперечных стен и центральной продольной стены трудно определить при обследовании, так как несущая способность стен определяется не столько

прочностью панелей, как правило, избыточной, а в большей степени соосностью стыков. Спасает то, что несоосность панелей и соответствующее снижение несущей способности сравнительно тонких стен в значительной степени компенсируется пространственной работой конструкции дома.

Самонесущие стеновые панели — являются наиболее уязвимыми элементами. Состояние наружных стен из ячеистого бетона или трехслойных часто неудовлетворительное из-за небрежной эксплуатации. Трехслойные стеновые панели состоят из сравнительно массивной контурной железобетонной рамки, тонких ребристых полей (толщина поля 15 мм, высота ребер 50...80 мм) и утеплителя. При обследованиях заметны многочисленные мелкие трещины, появляющиеся на защищенных краской наружных поверхностях, и шелушение — последствия усадки, карбонизации бетона и морозного выветривания. Со временем утеплитель садится, панели начинают промерзать, на внутренней поверхности появляется конденсат, отслаиваются обои, появляется плесень, грибки.

2 — Технология надстройки домов с плоскими крышами в значительной степени зависит от конструкции крыши. Плоские крыши бывают двух типов.

Совмещенные крыши необходимо усилить для надстроек, что непросто сделать без отселения жителей. Чтобы избежать замокания дома от атмосферных осадков в процессе работ при надстройке, необходимо возвести защитный шатер. Конечно, есть возможность устройства еще одного перекрытия выше существующей совмещенной крыши, но при надстройке на один этаж это невыгодно.

Раздельные крыши имеют холодный чердак с необслуживаемым чердачным пространством. Надстройку таких домов вести гораздо проще: так как провести усиление крыши сравнительно легко, в процессе строительных работ жители последнего этажа испытывают меньше неудобств.

3 — Малоуклонные железобетонные крыши. Такие конструкции необходимо удалять либо поднимать наружные торцы плит покрытия, превращая малоуклонную

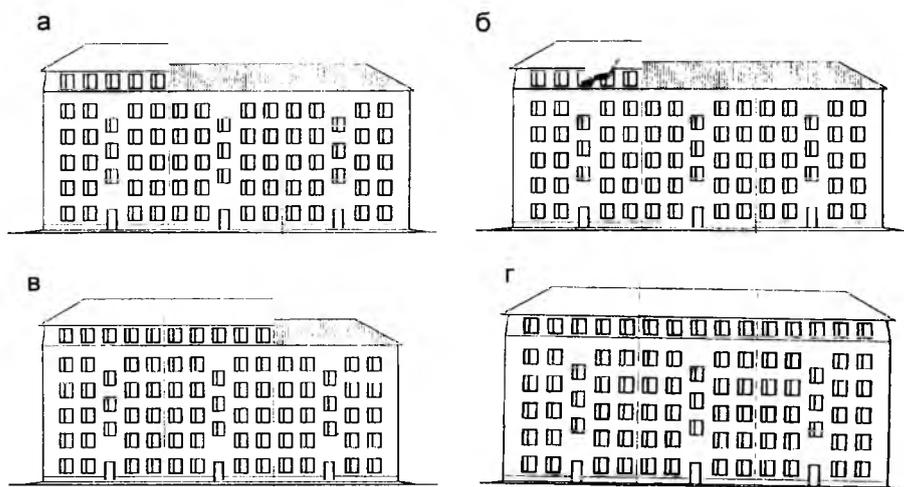


Рис.1. Посекционный подъем крыши на высоту надстраиваемого этажа

а — дом до реконструкции; б — подъем крыши на I секцию; в — подъем крыши на II секции; г — дом после реконструкции

крышу в плоское перекрытие над техническим этажом. В обоих случаях конструкции, которые будут использоваться в качестве пола надстройки (чердачное перекрытие, либо выровненная крыша), необходимо усилить.

4 — Чердачные деревянные и комбинированные крыши. Их наиболее легко надстраивать, так как можно использовать метод подъема покрытий.

Метод подъема применяется в основном при строительстве каркасных зданий с монолитными плитами перекрытий и при возведении уникальных сооружений. Представляется, что такой метод может быть чрезвычайно эффективен при реконструкции ДПМС. Опыт подъема крыши при возведении мансардного этажа на доме серии 1-511 описан в [3]. Подъем крыши проводится посекционно. На рис.1 показана схема подъема крыши трехсекционного дома на один этаж. Если потребуется возвести надстройку в несколько этажей, все операции последовательно повторяются. Подъемное оборудование опирается не только на стены, но и на железобетонное чердачное перекрытие. Несущая способность чердачных перекрытий определяется расчетом на статическую и динамическую нагрузки при возможном отказе подъемного оборудования [7].

Метод подъема универсален. В разных вариантах он может быть применен при надстройках домов различных серий (табл.2).

Плюсы опробованного автором данной статьи метода подъема следующие: при проведении модернизации и надстройки дома не нарушается привычный образ жизни жильцов; строителями не портится придомовая территория; нет необходимости в возведении новой крыши; квартиры последнего этажа гарантированно защищены от протечек дождевой воды на протяжении всего времени ведения строительных работ; создаются комфортные условия для работы строителей, что обеспечивает повышение качества и сокращение сроков при возведении надстройки; технологическая оснастка проста и не имеет дорогостоящих компонентов.

Проведение ремонтно-реконструктивных работ без отселения жителей предъявляет повышенные требования к вопросам безопасности. Были выполнены расчеты, обосновывающие надежность

технологии подъема покрытий, результаты подтверждены натурным экспериментом [7].

5 — Надстройка дома должна быть легкой, поэтому необходимо применять эффективные конструкции и материалы. Часто используют металлические рамы в сочетании с теплоэффективными стенами или несущие стены из мелких ячеистобетонных блоков с дополнительным утеплением. Покрытие в этом случае выполняется из металлических или деревянных ферм или балок. Межквартирные стены целесообразно возводить из мелких ячеистобетонных блоков с армированием швов, рассчитывая их как балки-стенки, так как несущая способность чердачного перекрытия часто неизвестна либо ее, как правило, не хватает.

Надстройка сборных железобетонных ДПМС наиболее эффективна для двух типов домов:

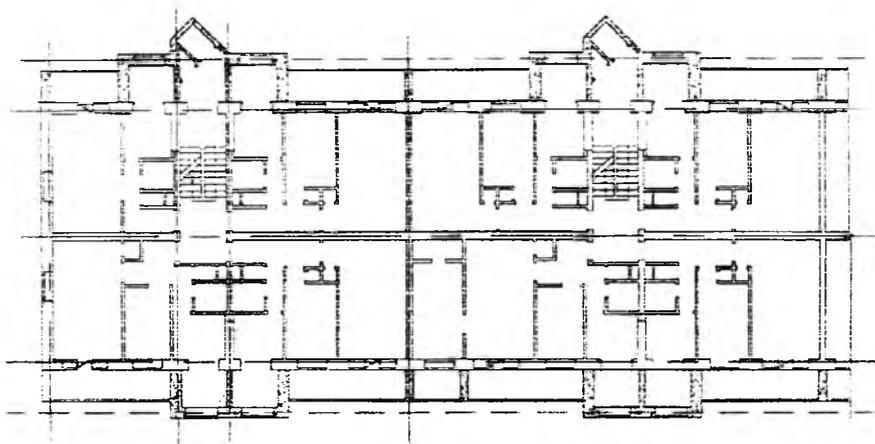
дома с плоской крышей с холодным чердачным пространством наиболее просто надстроить на один этаж;

дома со скатной железобетонной крышей целесообразно уширить и надстроить на 3...4 этажа. Причем надстраиваемые этажи делаются шире на величину выступающих ризалитов. При этом изменяется рабочая схема несущих конструкций дома. Система ризалитов, пилонов и лоджий усиливает наружные несущие стены, воспринимает часть нагрузки от них. В домах с поперечными несущими и самонесущими наружными стенами поперечные несущие стены частично разрушаются. В ризалитах размещаются расширения кухонь, площадь которых увеличивается за счет этого с 5,5 м² до 9 м² (рис.2). Между ризалита-

Таблица 2

Серии	Варианты метода подъема
1-511	подъем существующей крыши на высоту надстраиваемого мансардного этажа (рис.1);
1-447	
	подъем существующей крыши на высоту нескольких надстраиваемых этажей, при этом в процессе подъема поднимаемая крыша выполняет функции защитного шатра;
1-510	подъем сборно-разборного защитного шатра при надстройке зданий с плоской или малоуклонной крышей;
1-515	
1-335	
1-420	
1-464	
1-МГ-300	
	подъем торцов плит (поворот плит) малоуклонных сборных покрытий для получения плоского перекрытия надстраиваемого этажа.

План II - V этажей



План IV - IX этажей

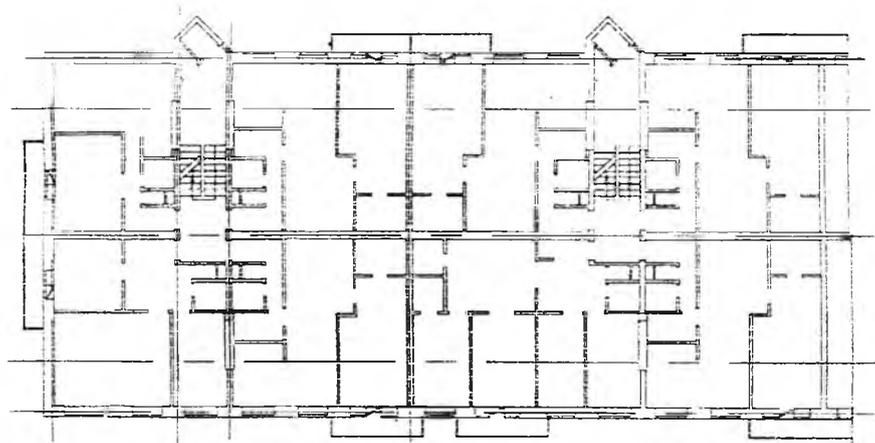


Рис. 2. Планировки этажей дома серии 1-510 после реконструкции с надстройкой на 3...4 этажа

а — 2...5 этажи; б — этажи надстройки

ми устраиваются лоджии. Работа без отселения жителей требует обеспечить минимальный дискомфорт в процессе РРР, поэтому очевидна необходимость применения сборных объемных элементов для возведения ризалитов. Опираются они на уширения существующих фундаментов с обеспечением необходимых малых осадок. Строительные работы в этом случае будут длиться 8...12 мес, но это неудобство оправданно, так как жители при этом получают очень большие преимущества (увеличение площади кухни на 3...4 м², лоджия вместо балкона, лифт, мусоропровод, новые инженерные сети), в результате стоимость квартир возрастает на треть.

Известны и более радикальные предложения по уширению домов на 5...6 м и даже по объединению параллельно расположенных домов с превращением их в дом-пирамиду высотой 30...40 этажей.

Выводы

1. ДПМС обладают в большинстве своем необходимой эксплуатационной надежностью и достаточными запасами несущей способности для надстройки.
2. Основным направлением модернизации ДПМС в России будет проведение их реконструкции без отселения жителей.
3. Наиболее перспективной

является модернизация ДПМС с их расширением и надстройкой. Расширения позволят решить сразу несколько принципиальных проблем: увеличить площадь кухонь до 9 м², что принципиально скажется на улучшении качества жилья; усилить наружные стены; облегчить проведение утепления стен; упростить и ускорить работы по замене инженерных сетей; обеспечить возможность надстроек на 3 и более этажей; оптимально разместить лифты и мусоропроводы.

4. Метод подъема покрытий на сегодняшний день является наиболее эффективной технологией надстройки жилых зданий, проводимой без отселения жителей.

5. Многообразие апробированных и опубликованных методов реконструкции ДПМС соответствует многообразию существующих серий ДПМС. Необходима экспериментальная проверка и отработка наиболее перспективных предложений. Обеспечить возможность проведения широкого эксперимента — государственная задача. Уникальность этого эксперимента состоит в том, что он принесет реальную прибыль еще до своего завершения.

Библиографический список

1. Лютковский А.М. Проблемы модернизации жилых домов первых массовых серий//Строительные материалы. — № 9 — 1996 г.
2. Реконструкция и модернизация пятиэтажных жилых зданий первых массовых серий типовых проектов (методические рекомендации)//ЦНИИЭП жилища. М., 1988.
3. Лютковский А.М. Опыт возведения мансард на жилых домах первых массовых серий в Москве//Строительные материалы. — № 9. — 1998.
4. Спивак А.Н. Программа реконструкции жилищного фонда России//5-я Конференция межрегиональной ассоциации "Железобетон", М., 1998.
5. Нелепов А.Р., Формин Д.А. Безопасность несущих узлов в жилых домах серии 1.335-ПК//Бетон и железобетон. — № 6. — 1997.
6. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М., 1988.
7. Лютковский А.М., Столыпин Н.Н. Надежность технологии подъема покрытий жилых зданий при их надстройке//ВНИИ НТПИ Экспресс-информация. Серия Строительные конструкции и материалы. Вып., 1999.

Влияние состава шлакобетона на его прочность

Перед металлургическими предприятиями стоит сложная, но разрешимая задача по реализации техногенных продуктов — шлаков. Ранее, при плановой экономике, гранулированные шлаки отправляли по железной дороге за сотни километров цементным заводам с целью использования в качестве гидравлической добавки для получения шлакопортландцемента или портландцемента. Однако в настоящее время многие цементные заводы не используют гранулированный шлак в полной мере из-за резкого сокращения производства цемента и высоких транспортных расходов. Экономически выгодно применять шлаки на местах, в тех районах, где расположены металлургические предприятия.

Маркетинговые исследования показывают, что утилизировать

шлаки на местах наиболее эффективно в двух направлениях: для производства вяжущих материалов и в качестве заполнителя. В данной работе рассмотрены вопросы применения гранулированного доменного шлака в качестве мелкого заполнителя мелкозернистых бетонов.

В б. СССР гранулированные шлаки как заполнитель для бетона впервые использовали К.И.Хохлев и Г.В.Пухальский в начале 1950-х гг., изучение которых продолжили И.М.Беньяминович и Н.Н.Березин. Однако наиболее полные исследования в этой области проведены в начале 1970-х гг. Н.И.Федыниным, М.И.Диамантом и др. [1, 2]. Мелкозернистый бетон на основе шлаков был назван ими шлакобетоном.

По мнению авторов [1, 2], про-

изводство шлакобетона в районах, где имеются металлургические предприятия, выгодно во всех отношениях. При использовании гранулированного доменного шлака в качестве мелкого заполнителя мелкозернистый бетон по сравнению с бетоном на основе природного песка приобретает ряд положительных свойств, а именно: повышенную прочность и морозостойкость, пониженную усадку, ползучесть и водопроницаемость. Свойства шлакобетона улучшаются за счет активности стеклообразного гранулированного шлака. Последний можно использовать также для обогащения мелкого природного песка и в качестве мелкого заполнителя различных бетонов и растворов. Подбор состава шлакобетона аналогичен подбору состава обычного мелкозернистого бетона.

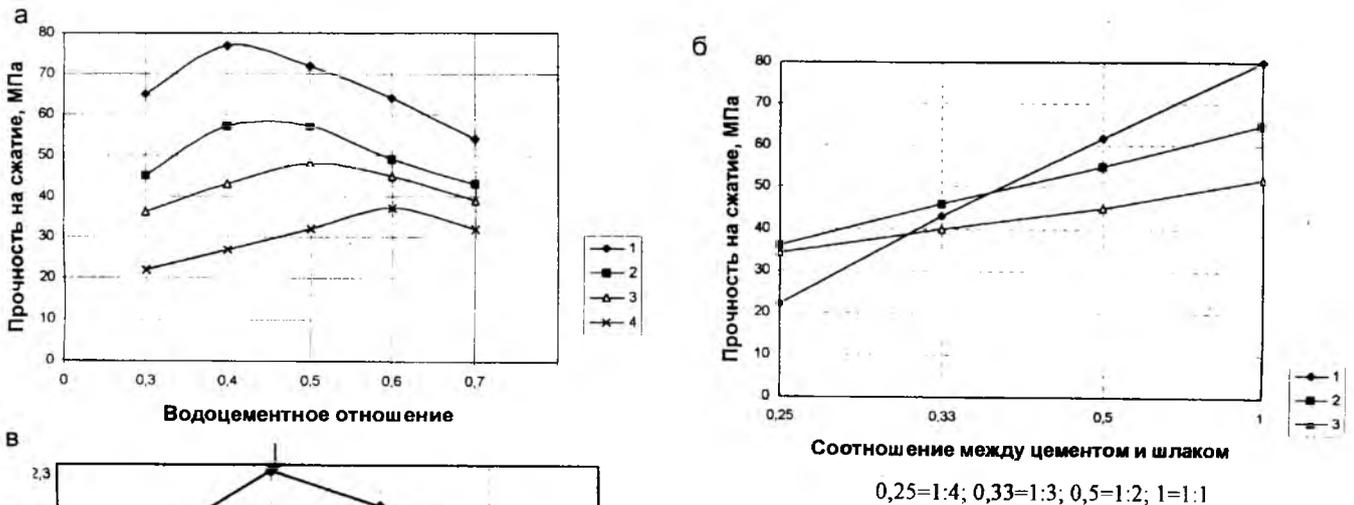


Рис. 1. Влияние В/Ц отношения и состава смеси на прочность и среднюю плотность шлакобетона на основе шлакопортландцемента

а и в: 1 — состав цемент: граншлак (мелкий заполнитель) 1:1; 2 — то же, 1:2; 3 — то же, 1:3; 4 — то же, 1:4; б: 1 — при В/Ц = 0,4; 2 — то же, при 0,6; 3 — то же, при 0,7

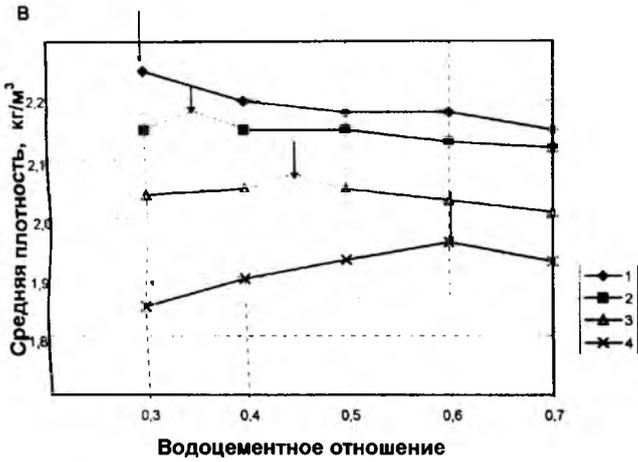
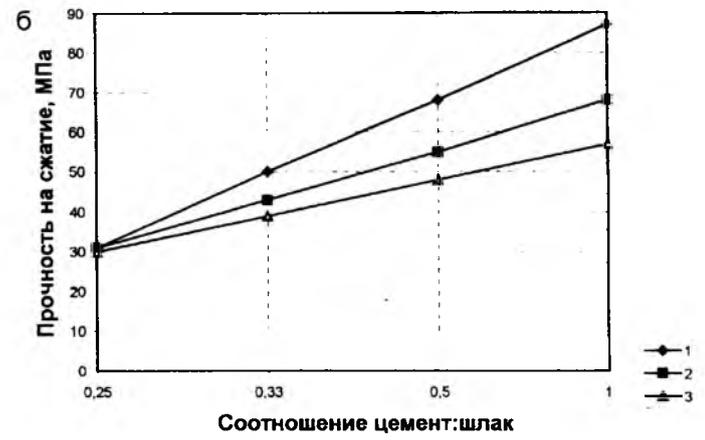
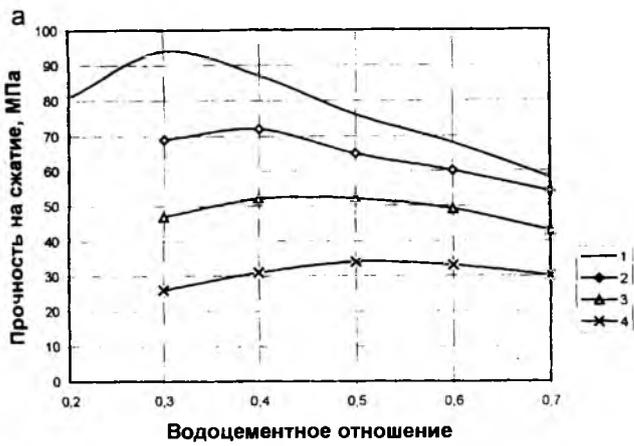


Рис. 2. Влияние В/Ц отношения и состава смеси на прочность и среднюю плотность шлакобетона на основе фосфорношлакового вяжущего с добавкой 15% цемента и 2% $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$

а и в: 1 — состав 1:1; 2 — то же, 1:2; 3 — то же, 1:3; 4 — то же, 1:4; б: 1 — при В/Ц = 0,4; 2 — то же, при 0,6; 3 — то же, при 0,7

Стрелкой указано оптимальное В/Ц, при котором шлакобетон приобретает наибольшую прочность

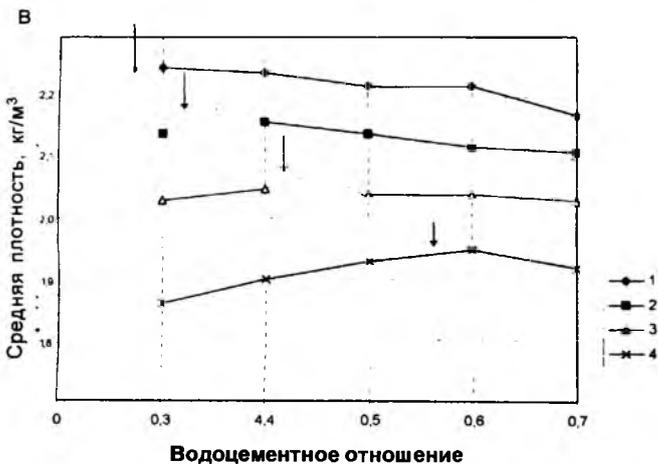
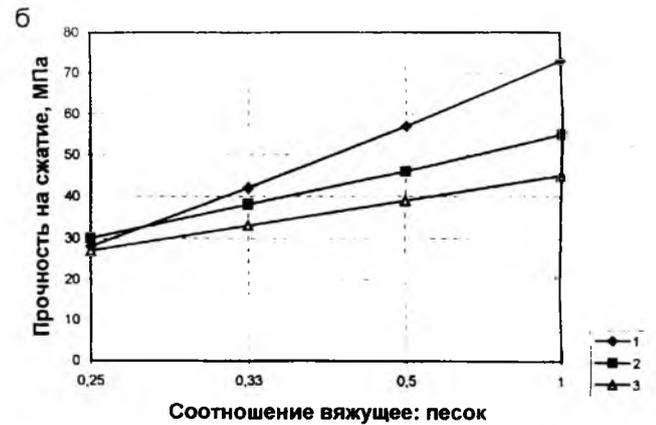
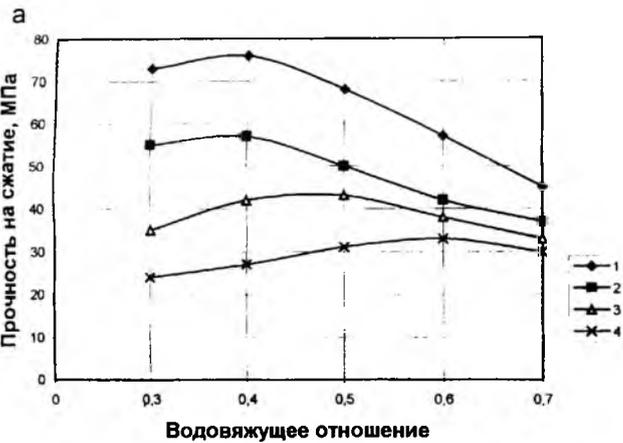


Рис. 3. Влияние водовязущего отношения и состава смеси на прочность и среднюю плотность шлакобетона на основе доменногошлакового вяжущего с добавкой 15% цемента и 2% $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$

а и в: 1 — состав 1:1; 2 — то же, 1:2; 3 — то же, 1:3; 4 — то же, 1:4; б: 1 — при В/Ц = 0,4; 2 — то же, при 0,6; 3 — то же, при 0,7

Стрелкой указано оптимальное В/Ц, при котором шлакобетон приобретает наибольшую прочность

Ниже рассматривается влияние В/Ц и Ц:П на прочность мелкозернистого шлакобетона на основе гранулированного доменного шлака Карагандинского металлургического комбината. В качестве вяжущих использовали шлакопортландцемент марки 400 Карагандинского цементного завода, фосфоршлаковое и доменношлаковое вяжущие с добавкой 15% цемента и 2% $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$.

Химический состав шлака (мас. %): SiO_2 — 37,6; Al_2O_3 — 11,2; Fe_2O_3 — 0,83; CaO — 45,3; MgO — 1,58; MnO — 0,5; TiO_2 — 0,9; SO_2 — 2,17. Гранулированный шлак состоит в основном из стекла (70...90%), встречается кристаллическая фаза из геленита и белита. Модуль крупности шлака 2,9; насыпная плотность 1200 кг/м^3 ; цвет серый.

Исследование влияния В/Ц (В/Т) отношения и состава шлакобетона на его свойства проводили на образцах размером 7x7x7 см в условиях тепловлажностной обра-

ботки при 90°C по режиму 3+10+3 ч. Пропаренные образцы испытывали через 28 сут нормального твердения.

Полученные результаты приведены на рис. 1–3. Анализируя эти результаты, можно заключить, что при прочих равных условиях прочность шлакобетона на фосфорношлаковом вяжущем больше, чем на шлакопортландцементе и доменношлаковом вяжущем. Для получения шлакобетона шлакопортландцемент более эффективен, чем доменношлаковое вяжущее.

В зависимости от состава и вида вяжущего наблюдаются следующие закономерности:

каждый состав имеет свое оптимальное водоцементное отношение, соответствующее наивысшей прочности и заданной плотности;

с увеличением содержания вяжущего оптимальное В/Ц уменьшается: для жирных смесей оно составляет 0,3...0,4; для средних — 0,4...0,5; для тощих — 0,5...0,6;

водопотребность смесей на шлаковых вяжущих несколько меньше, чем на шлакопортландцементе, поэтому оптимальная плотность и прочность шлакобетона на основе шлаковых вяжущих обеспечиваются при пониженных В/Ц.

Средняя плотность шлакобетона колеблется в пределах 1800...2290 кг/м^3 и с увеличением В/Ц снижается. Прочность шлакобетона жирного состава (1:1) достигает 79...94 МПа, среднего (1:2–1:3) — 50...60 МПа, тощего (1:4) — 20...37 МПа. При этом с увеличением В/Ц прочность шлакобетона с повышенным расходом цемента снижается более интенсивно, чем с пониженным расходом.

Библиографический список

1. Изготовление высокопрочного мелкозернистого шлакобетона//Н.И.Федынин, М.И.Диамант, Ю.М.Седелницкий, Г.И.Кинестуль. — Кемерово, 1971. — 69 с.
2. Н.И.Федынин, М.И.Диамант. Высокопрочный мелкозернистый шлакобетон. — М.: Стройиздат, 1975. — 177 с.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

А.Ю.ГУСЕВА, канд.техн. наук (МГУПС)

О влиянии наполнителей на биостойкость цементных бетонов

Биологически активные среды способны повреждать практически все строительные материалы, в том числе растворы и бетоны на цементном вяжущем. Особенно быстро разрушаются бетоны на предприятиях химической, пищевой, медицинской и некоторых других отраслей промышленности. Специфика этих производств заключается в наличии богатой питательной среды для микроорганизмов. Процесс деградации цементных материалов усиливается микробиологической коррозией, особенно в условиях повышенной влажности и температуры, затрудненного воздухообмена. При эксплуатации в атмосферных условиях на биостойкости бетонных конструкций отрицательно сказывается

рост техногенных загрязнений окружающей среды.

Биосопротивление цементных композитов ограничено их природой, поскольку капиллярно-пористые материалы склонны к активному взаимодействию с микроорганизмами и продуктами их жизнедеятельности. Зачастую бетоны с хорошими физико-механическими свойствами не обладают стойкостью в органогенных средах.

Как свидетельствуют результаты исследований, виновниками биоповреждений цементных бетонов являются микроскопические грибы; авто- и гетеротрофные бактерии; автотрофные микроскопические водоросли, относящиеся к отряду цианобактерий [1–3]. Наиболее актив-

ные биодеструкторы цементных материалов представлены в табл.1. Заселение и развитие этих живых организмов на бетонных поверхностях приводит не только к внешним биоповреждениям (плесневению, окрашиванию, обрастанию мицелием), но и к существенному ухудшению физико-технических свойств, вплоть до разрушения. На рисунке показана схема взаимодействия бетона с биоактивной средой.

Обмен веществ в микробной клетке сопровождается выделением продуктов, агрессивных по отношению к цементным материалам. Диссимилиационный процесс является основной причиной биодegradации бетонов при заселении грибами и бактериями. Известно, что наиболее

Таблица 1

Микодеструкторы		Бактериодеструкторы	
Род	Группа	Род	Активность
Aspergillus Penicilium Trichoderma Mycor Cladosporium Cephalosporium Torula	плесневые	Nitrosomonas	нитрифицирующие
		Clostridium	аммонифицирующие
		Micrococcus	денитрифицирующие
		Tiobacillus	сероокисляющие денитрифицирующие сульфатредуцирующие
Saccharomyces Pichia	дрожжевые	Desulfovibrio	
Coniophora Poria Serpula	дереворазрушающие	Acetobacter	окисляющие

агрессивными агентами биокоррозии являются органические и минеральные кислоты, окислительно-восстановительные и гидролитические ферменты. Иногда биоповреждения вызваны непосредственным механическим воздействием дереворазрушающих грибов или сине-зеленых сверлящих водорослей. И лишь в редких случаях имеет место ассимиляционный процесс биодеградации, когда микроорганизмы используют в качестве источника питания компоненты бетона. Некоторые гетеротрофные бактерии способны усваивать углерод из органических ПАВ, а растущие клетки дрожжевых грибов питаются калием, который высвобождается при разложении алюмосиликатных минералов [2]. Чаще пищей для микроорганизмов служат загрязнения и органические продукты (белки, сахара, жиры), накопленные в повер-

хностном слое бетонных конструкций названных выше предприятий.

Кинетика процессов биодеградации бетона определяется закономерностями коррозии II вида, поскольку агрессивными конечными продуктами катаболизма являются кислоты. Поры коагулируются труднорастворимыми продуктами реакции кислот микробного происхождения с компонентами бетона. Процесс биокоррозии в этом случае протекает под диффузионным контролем, и глубина повреждения материала пропорциональна корню квадратному из времени воздействия биоактивной среды. В общем случае координата фронта диффундирующих микроорганизмов и метаболитов определяется с помощью уравнения Таммана для гетерогенной реакции. Моделирование биодеградации осуществляется посредством деградационных функций несущей способ-

ности и жесткости [3].

В строительной практике находят применение наполненные цементные бетоны, биостойкость которых в достаточной степени не изучена. Использование в качестве минеральных наполнителей тонкомолотых природных и техногенных материалов, а также пылевидных отходов промышленности позволяет снижать расход цемента без ухудшения технических свойств бетона. Введение высокодисперсных наполнителей делает еще более неоднородным строение композита и усложняет механизм биодеградации.

При выборе вида и дисперсности наполнителя для биостойкого бетона необходимо учитывать: интенсивность взаимодействия в системе "цемент-наполнитель"; собственную биостойкость наполнителя; влияние наполнителя на характер пористости бетона.

1. Для цементных композитов эффективными являются наполнители, вступающие с вяжущим в физико-химическое взаимодействие: диатомиты, вулканические шлаки, туфы, отходы пирогенного происхождения. Высокая пуццолановая активность обуславливает образование на поверхности зерен наполнителя контактного слоя, состоящего из продуктов взаимодействия аморфного кремнезема добавки с $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Большое значение имеет адгезионное сцепление наполнителя и цементирующей фазы, которое зависит от микрорельефа и активности поверхности наполнителя. Адгезионная прочность характерна для пористых наполнителей с шероховатой поверхностью и высокой поверхностной энергией. При сильной адгезии проникновение агрессивных веществ микробного происхождения в структуру материала затруднено. Таким образом, физико-химическая активность минеральных частиц обеспечивает плотную и прочную контактную зону и является предпосылкой к использованию наполнителя в составе биостойкого бетона. Однако необходим прогноз биосопротивления самой контактной зоны, т.е. устойчивости соединений, слагающих ее, к биокоррозии.

Зона контакта активного наполнителя с цементом состоит в основном из низкоосновных гидросилика-

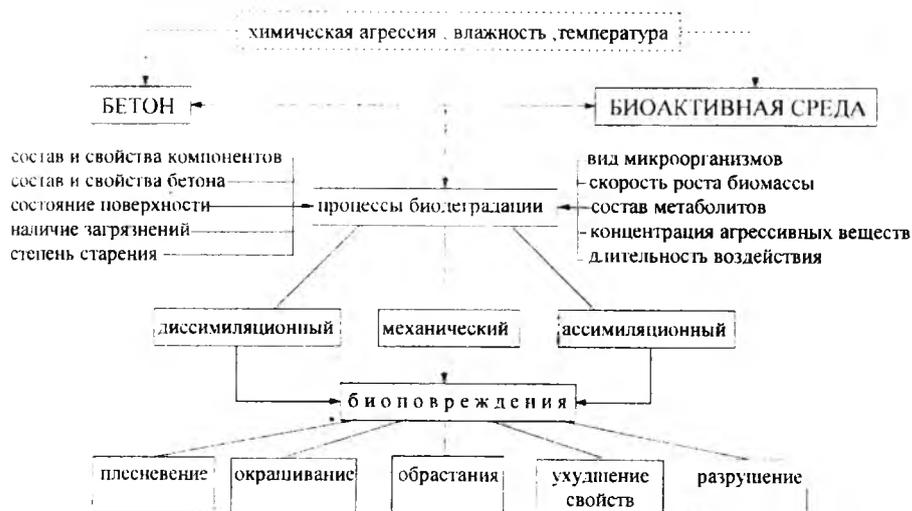


Схема процессов биодеградации бетона

тов кальция, которые подвержены повреждению микроорганизма. В результате обменных реакций с кислотами-метаболитами в контактной зоне образуются легкорастворимые кальциевые соли и комплексные соединения.

Представляют интерес наполнители, обладающие, кроме пуццолановой активности, способностью образовывать с минералами клинкера стойкие к биоразрушению химические соединения, не характерные для цементных систем. Установлено, что при наполнении цемента тонкодисперсным отходом ферросплавного производства — пылью силикомарганца (ПСМ) — фазовый состав продуктов гидратации изменяется [4]. В контактной зоне параллельно с синтезом гидросиликатов кальция тоберморитовой группы образуются труднорастворимые соединения на основе оксидов и гидроксидов марганца. Стойкости бетона с ПСМ в кислых средах способствуют: интенсивное связывание гидроксида кальция Mn-содержащими компонентами; повышение устойчивости этtringита в результате возможного замещения в нем алюминия марганцем; замедление процессов карбонизации. Следует отметить, что в состав клеток микроорганизмов, кроме органогенных и зольных элементов, входят микроэлементы, в том числе марганец, который в малых дозах стимулирует рост клеточной массы, а в больших — тормозит его. Кроме того, в присутствии ПСМ повышается водородный показатель в жидкой фазе бетона. В табл. 2 приведены экспериментальные данные об изменении щелочности наполненных композитов. Щелочные гидраты нейтрализуют кислоты микробного происхождения, а сами микроорганизмы в сильнощелочной среде погибают.

2. Наполнитель, как компонент связующего, должен обладать собственной стойкостью в биоактивных средах. Биостойкость наполнителя определяется свойствами минералов и прочностью контактов между ними в полиминеральных зернах. Наполнители, полученные тонким помолотом горных пород, обычно состоят из порообразующих силикатных и алюмосиликатных минералов. Используемые в качестве наполнителей отходы промышленнос-

Таблица 2

Наполнитель	Состав вяжущего Ц:Н, по массе	рН бетона в возрасте	
		1 мес	12 мес
—	1:0	12,6	12,1
ПСМ	1:1	13,5	13,0
ПФС	1:1	11,1	10,0
зола	1:1	12,0	11,3

ти также представляют собой силикаты и алюмосиликаты 1 и 2 групп периодической системы: дисперсные шламы, золы, пыли, молотые шлаки в большом количестве содержат силикаты кальция и магния. Авторы [1] отмечают, что продуцируемые микроорганизмами органические кислоты обладают хелатирующей способностью и могут образовывать с силикатными минералами легкорастворимые комплексные соединения. Лимонная, щавелевая, глюконовая и другие кислоты способствуют выщелачиванию минералов с высвобождением катионов Si, Fe, Al и нарушением целостности зерен наполнителя. Микромицеты и бактерии способны растворять наполнители из мрамора, известняка, кварцевого песка. Биостойкость наполнителя зависит также от кристаллической структуры слагающих его минералов. Например, алюмосиликаты слюдяной структуры под действием органических кислот разлагаются быстрее.

Эффективными являются наполнители, в результате реакции которых с метаболитами образуются соединения, кольматирующие свободное структурное пространство. Так, при взаимодействии органических кислот с минералами наполнителя возможно образование труднорастворимых солей, например, глюканатов кальция и железа, которые откладываются в порах цементного камня. Таким образом усиливается слой бетона и происходит самоторможение процессов биокоррозии.

Недопустимо, чтобы наполнитель был источником питания для микроорганизмов, хотя такая опасность существует. Биостойкость наполнителя и его возможное взаимодействие с органогенной средой особенно важно учитывать при использовании малоактивных наполнителей, не защищенных от агентов коррозии плотной контактной зоной.

По имеющимся данным, биостойкими активными наполнителями для цементных бетонов являются тонкомолотые базальты, цеолиты, пыль ферросилиция (ПФС) [2, 3].

3. Вероятность появления и накопления биоповреждений зависит от проницаемости, а следовательно, от пористости бетона. При оптимальной концентрации и дисперсности наполнителя происходят благоприятные изменения параметров поровой структуры материала. Одновременно с уменьшением открытой пористости и объема средних пор наблюдается рост микропористости. Это происходит за счет увеличения количества гидратных новообразований с тонкопористой гелевой структурой. Проникновение микроорганизмов и диффузия продуктов их жизнедеятельности в объем плотного материала затруднены. Кроме того, определенную роль играет проницаемость зерен наполнителя. Обычно твердые частицы наполнителя имеют низкую пористость и тормозят диффузию агрессивных веществ в композит. При использовании наполнителя из непроницаемого материала диффузия происходит через матрицу, т.е. через цементный камень.

Результирующий эффект влияния наполнителя на биостойкость цементного бетона определяется сочетанием всех его взаимодействий с вяжущим и агрессивной средой. Учет и прогноз этих взаимодействий позволяет ограничить область поиска вида и дисперсности наполнителей, а также состав наполненных вяжущих для биостойкого бетона.

Библиографический список

1. Биоповреждения в строительстве. Под. Ред. Ф.М.Иванова, С.Н.Горшина — М.:Стройиздат, 1984. — 320 с.
2. Экологические проблемы биодegradации промышленных, строительных материалов и отходов производств. Сб. мат. Всероссийской конференции. — Пенза, 1998. — 188 с.
3. Соломатов В.И., Черкасов В.Д., Егоров В.Т. Строительные биотехнологии и биоконкомпозиты. — М.:МИИТ, 1998. — 165 с.
4. Гусева А.Ю. Особенности гидратации цементных композиций с марганецсодержащими наполнителями. В кн.: Современные строительные композиты и их технологии. Под. Ред. В.П.Селяева. — Самара, 1994. — с. 62–68.

Оценка свойств полимербетона с помощью ультразвука

Свойства и долговечность полимербетонных композитов (ПК) зависят от оптимального подбора компонентов смеси и возможности контроля этих свойств в процессе формирования изделий [1, 2]. Технология изготовления сборных конструкций из ПК нуждается в разработке и внедрении неразрушающего контроля свойств материалов, их микроструктурной однородности и своевременного выявления дефектов. Ультразвуковые методы контроля являются наиболее распространенными методами как в области исследования материалов, так и в промышленности [3]. Они достаточно хорошо известны специалистам, и их использование стандартизовано применительно к традиционным строительным материалам, в том числе к цементным бетонам. В области полимербетонных композитов такие методы находятся на начальных стадиях разработки [4].

Целью данной работы являлось изучение возможности использования звуковых волн при оценке качества и свойств сборных полимербетонных конструкций и изделий.

Скорость распространения ультразвука зависит от вещественного состава и микроструктуры композита. В случае ПК она зависит от типа вяжущего и наполнителя, количества и зернового состава крупного наполнителя и, естественно, от содержания микронаполнителя и пористости структуры. Весьма существенно на скорость распространения влияет и состояние контактной зоны между вяжущим и наполнителем: так, например, использование влажного наполнителя приводит к ослаблению сцепления между ними (с последующим снижением механических характеристик бетона) и изме-

нению скорости прохождения ультразвука [5]. Предварительные эксперименты, проведенные нами на образцах из бетона на полиэфирном связующем, выявили возможность использования скорости прохождения ультразвука для оценки свойств ПК.

В связи с близостью физико-механических характеристик цементных и полимерных бетонов представлялось возможным использование накопленного опыта и существующей ультразвуковой техники для полимербетонных композитов. Однако разница в упругих свойствах цементного камня и полимерной связки могла оказать определенное влияние на характер прохождения ультразвука в ПК.

Оценка сборных полимеркомпозитных изделий может быть осуществлена в соответствии с известной методологией для цементных бетонов, где используется соответствующая стандартная тарировочная кривая прочности ИСО [6]. В настоящее время известно сравнительно большое количество национальных рекомендаций и стандартов для оценки свойств цементобетонных конструкций. В них также определяется тип стандартного бетона и параметры материала, которыми можно варьировать для получения кривой ИСО.

Такого рода рекомендаций для ПК не существует. Задача заключается в подборе соответствующей микроструктуры данного типа

ПК с целью получения подходящей вариативности между скоростью прохождения ультразвука и свойствами [2].

В качестве связующего использовали промышленно изготавливаемую эпоксидную смолу; заполнителем служил природный кварц фракций 0,1...0,5; 1,0...2 и 2,5...4 мм; в качестве микронаполнителя применялся микросилиций. Было изготовлено 7 составов полимербетона на эпоксидной смоле, различающихся по микроструктуре и свойствам (см. таблицу).

Опытные составы полимербетонов подбирали с использованием методики оптимизации [7]. В качестве опытных образцов применяли балочки размером 40x40x160 мм, которые испытывали на изгиб и сжатие.

Скорость распространения поверхностных колебаний в полимербетоне измеряли с помощью стандартного прибора UNIPAN-ULTRASONIC и пары датчиков (излучатель и приемник). Частота колебаний была принята равной 100 kHz; расстояние между датчиками составляло 80 мм; в качестве контактной среды использовался технический вазелин. Время прохождения ультразвука измерялось во всех опытных образцах до их механических испытаний с последующим расчетом скорости прохождения ультразвуковой волны.

Механические свойства (прочность на сжатие — f_c и на изгиб — f_b) определяли на 14 сут твердения.

Состав по весу						
KI	KII	KIII	KIV	KV	KVI	KVII
A/B=14	A/B=14	A/B=11	A/B=11	A/B=9	A/B=7	A/B=7
S/A=0,60	S/A=0,60	S/A=0,42	S/A=0,42	S/A=0,41	S/A=0,36	S/A=0,36
M/A=0,04	M/A=0,12	M/A=0,04	M/A=0,12	M/A=0,18	M/A=0,04	M/A=0,12

A — наполнитель (всего), B — связующее, S — песок, M — микронаполнитель

Для характеристики микроструктуры ПК для всех опытных образцов определяли пористость $P=1 - (D_v/D_s)$, объемную плотность D_v и удельную плотность D_s . Кроме того, с использованием фрактографического подхода находили коэффициент шероховатости поверхности разлома R_s (он равен отношению площади разлома S к его видимой проекции S_0). Для ПК поверхность разлома зависит не только от состава (отношение В/А; пористость и гранулометрический состав заполнителя), но и от величины сцепления между связующим и заполнителем. В данном случае коэффициент R_s может рассматриваться как параметр, удовлетворительным образом описывающий микроструктуру ПК. Значение коэффициента R_s определяли с использованием метода вертикальных сечений [8] для представительных образцов (в зависимости от значения f_b) для каждого типа полимербетона при увеличении в 10, 25, 63, 160 и 400 раз.

В данной работе были рассмотрены зависимости между скоростью распространения колебаний V и механическими свойствами f_c, f_b , с одной стороны, и между пористостью P и объемной плотностью D_v , с другой стороны. Для описания этих зависимостей были подобраны соответствующие квадратичные функции. Для обеих зависимостей (пористости и объемной плотности от скорости распространения колебаний) была получена удовлетворительная статистическая значимость. С уменьшением P и увеличением D_v скорость распространения волны увеличивается.

Это подтверждает тот факт, что микроструктура ПК существенно влияет на распространение ультразвуковых колебаний. Этот же эффект был подтвержден в зависимости между механическими свойствами и распространением ультразвуковых волн. Полученные функции регрессии для f_c и f_b характеризовались высоким коэффициентом корреляции ($r=0,93$). Аналогичный характер изменений и значения коэффициента корреляции в исследованных зависимостях были получены в предварительной серии опытов для бетона на полиэфирной смоле. Одна-

ко использование подхода оптимизации материала дает возможность построения образцовой кривой для данного типа ПК с высокой степенью точности и равномерным распределением опытных данных в рассмотренном диапазоне механических свойств.

Для бетонов на эпоксидной смоле с низким отношением В/А был выявлен сравнительно высокий эффект введения микрозаполнителя на скорость распространения ультразвука — возрастание скорости соответствовало некоторому росту показателей механических свойств. Это вызывалось модификацией полимерного связующего, что приводило к увеличению значения его модуля упругости (полимерное связующее может рассматриваться как полимерный микрораствор).

Данное обстоятельство указывает также и на то, что относительные вариации в содержании микрозаполнителя (М/А) в составе контрольного типа ПК не должны превышать 10%. Влияние микрозаполнителя также прослеживалось в зависимости между коэффициентом поверхности разлома R_s (измеренного при различных увеличениях) и скоростью распространения пульса: с ростом степени увеличения значения коэффициента корреляции уменьшалось, и при уровне увеличения 400X (уровень микрозаполнителя) зависимость перестает быть статистически значимой. В этом случае модификация связующего за счет микрозаполнителя влияет на скорость волн в большей степени, чем просто геометрические особенности микроструктуры, вызванные составом материала.

На основе полученных результатов можно сделать предварительные заключения применительно к ультразвуковой оценке свойств сборных полимербетонных изделий:

уравнения регрессии, полученные для бетонов на эпоксидных смолах, подтверждают возможность применения ультразвуковых методов для неразрушающей оценки свойств сборных изделий из полимербетона;

в инженерной практике следует иметь образцовую (тарировочную) кривую (кривую прочности ИСО) для данного типа полимербетона. Оптимизационный подход к материалу (материальная модель полимербетона) может быть полезным для построения тарировочной кривой;

время прохождения, т.е. параметр, описывающий прохождение ультразвуковых волн в материале, представляет практический интерес для оценки свойств ПК. Амплитуда колебаний волн не является подходящим параметром для полимербетона в связи со значительным разбросом показаний для данного образца ПК;

для повышения точности уравнений регрессии, описывающих тарировочную кривую, следует принимать во внимание микроструктуру материала (тип связующего и наполнителя, содержание и гранулометрический состав заполнителя и микрозаполнителя, содержание пор).

Библиографический список

1. D.W.Fowler. Current status of polymer concretes in United States. Proc of Inter. Congress ICPC'98, Bologna (Italy), 37, 1998.
2. J.Clifton, L.Czarnecki, P.Lukowski. Application of material model in optimization of polymer concretes. Proc. Of Inter. ICPC Congress, Oostende (Belgium), 293, 1995.
3. R.G.Mathey, J.R.Clifton. Review of nondestructive evaluation methods applicable to construction materials and structures. NBS Technical Note 1247, 109, 1988.
4. S.K.Mantraia, C.Vipulanandan, Nondestructive evaluation of polyester polymer concrete. FCI Materials Journal, 92, 660, 1995.
5. N.Ahn, D.W.Fowler/ The effect of metallic monomers on the bond strength of polymer concrete to wet substrates. Proc of Inter. Congress ICPC'98, Bologna (Italy), 199, 1998.
6. K.Komlos, S.Popovics, T.Nurnbergerova, B.Babal, J.S.Popovitsc. Ultrasonic pulse velocity test of concrete properties as specified in various standards. Cement and Concrete Composites, 357? 1996.
7. L.Czarnecki, P.Lukowski: Modelling of the polymer concrete properties, Study of University of Transport and Communications in Zilina, Civil Engineering 1998, 21: 21–29.
8. A.J.Baddley, H.J.G.Gundersen, L.M.Cruz-Orive. Estimation of surface area from vetical sections. J. Of Microscopy 3, 259, 1986.

Новое о деструкции бетона при электротермообработке

Гендин В.Я., Толкынбаев Т.А. Повышение качества бетона в результате уменьшения его деструкции в процессе электротермообработки. М.: Машиностроение, 1988. — 179 с.

Известно, что ускорение твердения бетона путем тепловой обработки приводит, как правило, к ухудшению его качественных показателей. Недобор прочности прогретого бетона может достигать даже при обычно применяемых температурных режимах 20% и более. Проблемой уменьшения деструкции занимались как российские, так и некоторые зарубежные специалисты. Однако их исследования не охватывали все деструктивные процессы, протекающие в прогревом твердеющем бетоне, не рассматривали совместное воздействие основных деструктивных факторов.

В книге изложены методики проведения широкого круга экспериментов, выполненных авторами, а также другими специалистами, и их результаты. Все закономерности, установленные авторами, основаны на анализе и обобщении экспериментальных данных, что свидетельствует об их достоверности.

Установлено, что основными деструктивными факторами являются избыточное давление в поровом пространстве бетона, влагопотери

бетона, неравномерность температурного поля в его объеме, различие в величинах коэффициентов линейного температурного расширения твердых компонентов бетона (КЛТР) и разница КЛТР мономинералов цементного клинкера и гидратных новообразований.

Интенсивность деструктивных процессов зависит в наибольшей степени от скорости подъема температуры бетона, в меньшей степени от продолжительности предварительного выдерживания, температуры изотермического прогрева, степени укрытия неопалубной поверхности бетона.

Авторы выполнили ряд расчетов, позволяющих прогнозировать влагопотери бетона, напряжения в цементном камне при воздействии на бетон деструктивных факторов.

Авторы считают, что деформации бетона в процессе электротермообработки, как обратимые, так и необратимые, не являются деструктивным фактором, а лишь следствием воздействия на бетон других деструктивных факторов. Представляют практический интерес приведенные в книге данные о приросте от 30 до 52% марочной прочности бетона в случае прогрева его под пригрузом. Авторы впервые постарались отразить совместное влияние основных деструктивных факторов на качественные показатели прогре-

ваемого бетона. По результатам проведенных экспериментальных исследований разработаны технологические рекомендации, направленные на повышение качества бетона. Рецензируемая книга значительно расширяет наши представления о деструктивных явлениях в бетоне в процессе его электротермообработки.

В качестве замечания следует отметить, что авторы не в полной мере использовали приведенные в работе экспериментальные данные для составления более содержательных и подробных технологических рекомендаций по повышению качества прогреваемого бетона.

Книга является первой монографией, посвященной деструкции бетона. Она представляет интерес как для научных работников, занятых исследованием вопросов, связанных с тепловой обработкой бетона, так и для производственников, совершенствующих технологию электротермообработки бетона сборных изделий и монолитных конструкций.

В связи с малым тиражом книга не поступила в широкую продажу. Желающие ее приобрести могут обратиться к автору — Гендину Виктору Яковлевичу (тел. 311-65-36).

В.П.Сизов, д-р техн. наук

Полезная монография

Матков Н.Г. Сопротивление сталеполимербетонных конструкций и их стыков. — Москва, Воентехлит, 1999. — С. 164, ил. 78, табл. 43, список лит.: 74 названий.

В книге рассмотрены сталеполимербетонные сжатые, изгибаемые опытные и натурные конструкции при действии кратковременных и

длительных нагрузок. Проанализировано напряженно-деформированное состояние колонн и их стыков, балок и плит в предельной стадии их работы. Приведены физико-механические характеристики полимеррастворов, бетона и арматуры. Изложены особенности расчета стыков и сжатых элементов по новой методике с использованием внутренних

датчиков давлений и полных диаграмм деформирования сжатия с нисходящей ветвью в предельной стадии загрузки элементов.

Книга предназначена для научных и инженерно-технических работников, проектных, строительных организаций, специалистов научно-исследовательских и учебных строительных институтов и университетов.

Вниманию читателей и авторов журнала!

В ряду отечественной периодики строительного профиля видное место занимает научно-технический и производственный журнал "Бетон и железобетон". Это и неудивительно, поскольку материалы, определившие название журнала, являются основными в современном строительстве и в обозримом будущем безусловно сохранят свое доминирующее положение.

Издаваемый с 1955 г. журнал регулярно знакомит специалистов с результатами научных исследований и разработками в области теории, расчета, проектирования, заводского производства, монтажа и поддержания в надлежащем эксплуатационном состоянии сборных, монолитных и сборно-монолитных бетонных и железобетонных изделий, конструкций, зданий и сооружений.

На страницах журнала выступают крупные ученые и работники строительного комплекса России и стран СНГ, известные в нашей стране и за рубежом. Среди подписчиков журнала специалисты из многих стран мира. По единодушному мнению, публикации журнала всегда способствовали техническому прогрессу в строительстве, стройиндустрии и промышленности строительных материалов.

Журнал, периодичность выхода которого составляет один раз в два месяца, предлагает свои страницы для публикации рекламы и объявлений, рекламных статей и материалов (цена договорная).

Авторам статей напоминаем, что объем присылаемых в редакцию рукописей не должен превышать 8 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала. Рисунки (3–4 графика, схемы) следует разборчиво вычерчивать черной тушью или шариком на белой бумаге, не перегружая их второстепенным графическим и текстовым материалом. Статьи, наполненные формульным текстом, просим представлять в двух экземплярах, набранных на компьютере, с выводом на лазерном принтере на формат журнала (18x25 см); набор может быть двух- (если формулы громоздкие) или трехколонным (см. журнал). Начинающим авторам до подготовки рукописи рекомендуем просмотреть журнал и ознакомиться с манерой и принципами оформления текстового и графического печатного материала. При отправке рукописи сообщайте свои адреса и телефоны, паспортные данные и номер страхового пенсионного свидетельства.

Подписку на журнал "Бетон и железобетон" (**подписной индекс 70050**) можно оформить во всех отделениях связи РФ. Сведения об условиях подписки содержатся в Объединенном каталоге "Российские и зарубежные газеты и журналы".

**Присылать статьи и вести переписку с редакцией можно по адресу:
103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2, издательство "Ладья",
для редакции журнала "Бетон и железобетон".
Тел. для справок: (095) 292-62-05.**

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, В.В.Гранев,
В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов,
И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.П.Сизов, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин,
А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Технический редактор Н.Е.ЦВЕТКОВА

Подписано в печать 22.07.99. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 661

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции: 103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2
Т е л. 292-6205

Отпечатано в типографии № 9
Комитета РФ по печати



СКБ "СТРОЙПРИБОР"

представляет автономные микропроцессорные приборы неразрушающего контроля качества, отличающиеся высокой точностью и производительностью контроля, возможностью хранения результатов в памяти



Все приборы сертифицированы и зарегистрированы в Реестре средств измерения РФ. Гарантируется сервисное обслуживание, ремонт и метрологическая аттестация приборов в течение всего срока эксплуатации. **Гарантия 18 месяцев.**

454126, г. Челябинск,
а/я 1147 т/ф (3512)
33-93-32, 65-64-19

ИПС-МГ4 — измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Обеспечивается автоматическая обработка измерений. Диапазон 6...55 МПа.

ЭИН-МГ4 — измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивает автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры. Диапазон напряжений 150–1500 МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3–32 мм, длиной 3–18 м.

ИПА-МГ4 — измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ж/б конструкциях магнитным методом по ГОСТ 22904. Диапазон измерения защитного слоя 3–70 мм при диаметре стержней 3–40 мм.

ИТП-МГ4 — измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда. Диапазон измерения коэффициента теплопроводности 0,04–0,8 Вт/(м°C).

Вибротест — измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок. Диапазон частоты 10–100 Гц, амплитуды 0,1–2,5 мм.

ИПЦ-МГ4 — измеритель активности цемента. Диапазон 10–60 МПа.



ИТЦ «КОНТРОС» - НПК СВМ

**ПРЕДЛАГАЮТ ЛАБОРАТОРИЯМ
заводов товарного бетона и сборного железобетона
АРМ БЕТОН - ФАЙНЛАБ под WINDOWS**



- ✓ Автоматизированное ведение журналов контроля качества цемента, песка, крупного заполнителя и бетона.
- ✓ Расчет норм расхода цемента.
- ✓ Расчет состава бетона, экспериментальное его уточнение по подвижности, соотношению мелкого и крупного заполнителей, цементно-водному отношению.
- ✓ Выдача карты подбора состава бетона.
- ✓ Статистический анализ прочности бетона.
- ✓ Выдача поставщикам документа о качестве бетона и сводной справки по основным характеристикам используемого бетона.

Дружественный интерфейс позволяет использовать систему без каких-либо навыков работы на компьютере

