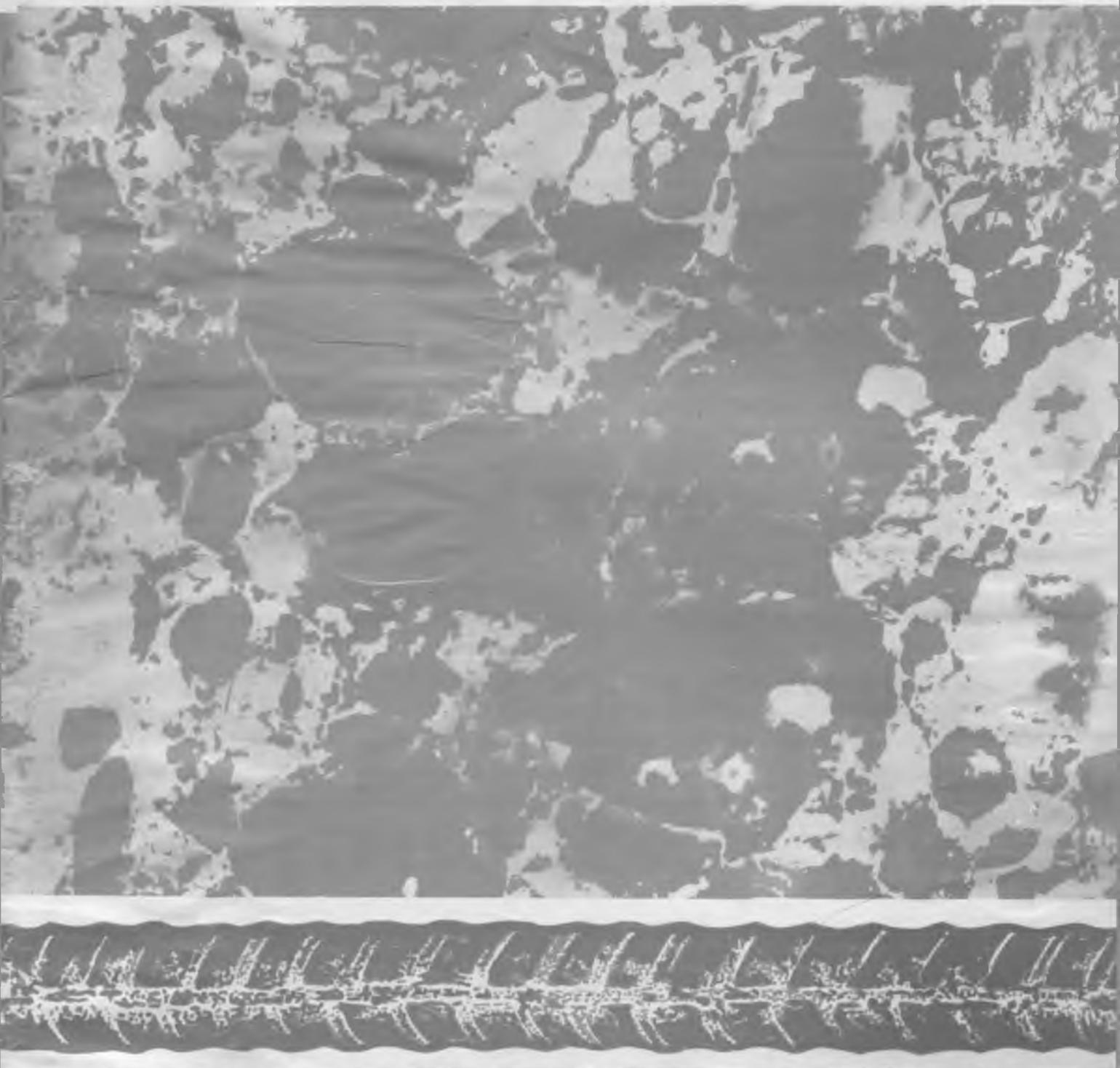


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

1999



1999, № 5



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

Уважаемые читатели!

Во всех отделениях связи страны идет подписка на периодику на I полугодие 2000 г.

Сведения об условиях подписки на "Б и ЖБ" содержатся в Объединенном каталоге почта России, I том "Российские и зарубежные газеты и журналы".

Подписной индекс 70050.

Зарубежная подписка оформляется через фирмы-партнеры ЗАО "Международная книга-Периодика" или непосредственно в ЗАО "МК-Периодика" по адресу:

117049, Москва, ул. Б.Якиманка, 39, ЗАО "МК-Периодика"
тел.: (095) 238-1485, 238-4967,
факс: 238-4634.
E mail: info@mkniga.msk.su
Internet: <http://www/mkniga.ru>

To effect subscription it is necessary to address to one of the partners of JSC "Mezhdunarodnaya kniga-Periodika" in your country or to JSC "MK-Periodika" directly.

Address: Russia, Moscow, 117049, ul. B. Yakimanka, 39, "MK-Periodika".
Tel.: (095) 238-1485, 238-4967,
Fax: 238-4634.
E mail: info@mkniga.msk.su
Internet: <http://www/mkniga.ru>

МИХАЙЛОВ К.В., ХАЙДУКОВ Г.К., ВОЛКОВ Ю. С. К 150-летию изобретения железобетона 2

БЕТОНЫ

РАХМАНОВ В.А., ДОВЖИК В.Г. Стандартизация полистиролбетона расширяет его применение в современном строительстве 6
СЕРЫХ Р.Л. Наука о бетоноведении и технический прогресс 9
ХОЛМЯНСКИЙ М.М. Влияние структурного масштабного эффекта на механическое сопротивление бетона при простейших нагрузках 11

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

БАЙРАМУКОВ С.Х. Влияние однократных динамических нагрузок на прочность элементов со смешанным армированием 15
КОРОТКИЙ А.С. Прочность преднапряженных изгибаемых элементов, армированных холоднокатаной проволокой 18

ТЕОРИЯ

ИСАЙКИН А.Я. Несущая способность и оценка надежности систем "грунт-сваи-сооружение" 21

ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ

КАНЧЕЛИ Н.В., ПОНОМАРЕВ О.И., МАТКОВ Н.Г. Новый способ усиления пилонов Гостиного двора монолитными сердечниками с опорными балками 23

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

КОРШУНОВ Д.А. Следует ли пересматривать нормы проектирования 26
ДОБИЩЕ Л.М. О назначении реально обоснованной проектной марки по морозостойкости 28

ИНФОРМАЦИЯ

МИХАЙЛОВ К.В., МАРКАРОВ Н.А. 6-я научно-практическая конференция межрегиональной Ассоциации "Железобетон" 30
ВОЛКОВ Ю.С. Американский институт бетона 31



К 150-летию изобретения железобетона*

(этапы истории с 1930 по 2000 гг.)

С достаточным основанием 1930 г. можно считать началом второго периода развития бетона и железобетонных конструкций, когда в практике капитального строительства технически развитых стран появляются сборные и преднапряженные конструкции. В 1929 г. публикуется работа Э. Фрейсине (Франция), в которой были изложены основные положения проектирования и применения предварительно напряженных конструкций, предусматривающие использование арматуры повышенной прочности, увеличение уровня ее натяжения с учетом потерь от усадки и ползучести бетона. В нашей стране первые исследования в этой области были проведены в Закавказском институте сооружений проф. В.В. Михайловым. Полученные результаты были изложены им в монографии «Напряженно-армированный бетон», опубликованной в 1933 г.

В начавшейся в 1939 г. мировой войне железобетон широко применялся воюющими сторонами в фортификационных сооружениях. В СССР даже отмечены попытки изготовления из железобетона корпусов авиабомб.

Железобетон сыграл определенную роль и при открытии 2-го фронта. снабжение высадившихся в Нормандии войск союзников осуществлялось через морскую гавань в заливе Мелберри, обустройство которой (пирсы, волноломы и пр.) было оперативно выполнено из наплавных железобетонных кессонов. Они были построены в Англии и с началом операции отбуксированы через пролив. Водоизмещение отдельных кессонов достигало 6000 т. Морское строительство из железобетона получило впоследствии значительное

развитие — из него в настоящее время строят плавучие и сухие доки, стояночные суда, причалы, пирсы, гигантские морские платформы для добычи нефти и газа и др.

После Второй мировой войны колоссально возросла потребность в новом строительстве, и положение железобетона среди других строительных материалов



Двухбашенный небоскреб "Петронас" в Куала-Лумпуре (Малайзия) — самое высокое на сегодня здание в мире

стало абсолютно доминирующим. За него ратуют выдающиеся архитекторы XX века, среди которых можно отметить Ле Корбюзье (Франция), широко начавшего применять в своих проектах сборный железобетон, Оскара Нимейера (Бразилия), выстроившего из железобетона новую столицу страны — Бразилию, Пьетро Луиджи Нерви (Италия), построившего целый ряд объектов, рекордных по своим строительным характеристикам, и многих других.

Систематические исследования в области сборного железобетона

в нашей стране были начаты во Всесоюзном институте сооружений в 1930 г. под руководством проф. А.А. Гвоздева. В результате этих работ уже в 1934 г. была создана подробная инструкция по проектированию и изготовлению сборных железобетонных конструкций одно- и многоэтажных производственных зданий.

Активная деятельность многих научных и проектных организаций практически во всех технически развитых странах обеспечивала ускоренное совершенствование железобетонных конструкций и расширение областей их рационального применения. В результате индустриального развития в начале стран Европы и Северной Америки, а затем Азии, Южной Америки и Австралии были созданы условия для снабжения строителей необходимым количеством цемента и арматурной стали, механические характеристики которых непрерывно повышались. Таким образом, были созданы условия, необходимые для быстрого роста производства и применения бетонных и железобетонных конструкций. В исторически короткие сроки бетон и железобетон заняли ведущее положение в современном капитальном строительстве. В настоящее время в мире ежегодно выпускается более 2 млрд. м³ бетона и железобетона.

Получили широкое применение монолитные, сборные и сборно-монолитные железобетонные конструкции с обычной и напрягаемой арматурой, причем в различных странах соотношение их объемов неодинаковы. Так, в большинстве зарубежных стран при возведении различных инженерных сооружений, в том числе при строительстве автомобильных дорог и аэродромов, преобладает железобетон в монолитном исполнении.

Идею сборного строительства еще в 1923 г. выдвинул выдающийся французский архитектор Ле Кор-

* Первая статья под таким заголовком была опубликована в предыдущем номере "Бетона и железобетона".

бюлье. Толчок к массовому распространению сборного железобетона в нашей стране дало постановление правительства от 19 августа 1954 г. "О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства". В течение шестидесятых и семидесятых годов это производство было организовано на специальных технологических линиях, в специализированных цехах и на мощных предприятиях производительностью 100–180 тыс.м³ в год.

В связи с этим значительные средства стали выделять на научное сопровождение этой отрасли, разработку проектных решений зданий и сооружений из сборных железобетонных конструкций, совершенствование технологии их изготовления. В относительно короткие сроки была создана крупнейшая в мире промышленность сборного железобетона, проектная производительность которой к 1989 г. достигла 180 млн.м³ в год, в том числе по Российской Федерации — около 100 млн.м³. За тридцать лет (с 1955 г. по 1985 г.) объем применения сборного железобетона в СССР увеличился в 25 раз. Значительное внимание было уделено развитию предварительно напряженных и легкобетонных конструкций, росла концентрация производства. В 1960 г. предприятия мощностью менее 50 тыс.м³ в год выпускали 86% всего сборного железобетона, к 1965 г. на их долю приходилось уже только 46%, а в 1990 г. — 20% годового объема производства. Численность производственного персонала промышленности сборных железобетонных конструкций и изделий к этому времени составила 47% общей численности персонала, занятого в промышленности строительных материалов, объем товарной продукции — соответственно 45% и стоимость производственных фондов — 48%. В то же время число предприятий промышленности сборного бетона и железобетона составляло только 20% общего числа предприятий промышленности строительных материалов. Иными словами, по сравнению с другими отраслями промышленности стройматериалов, это была отрасль с высокой фондооору-

женностью и концентрацией производства.

Если объем применения сборных конструкций в 1955 г. составил 12%, то в 1990 г. — уже около 60% общего объема производства железобетона. В СССР ориентация на сборный железобетон с основным использованием его при строительстве жилых, общественных и производственных зданий была связана главным образом с необходимостью ускоренными темпами ликвидировать нехватку жилья и других социально важных объектов.

Объем научных исследований в рассматриваемой области строительства в мире непрерывно возрастал, что позволило систематически совершенствовать методы расчета железобетонных конструкций с учетом появления новых строительных материалов и технологических процессов производства. От расчета по допускаемым напряжениям перешли к расчету по разрушающим усилиям, а затем к расчету по предельным состояниям. Обновление нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций в технически развитых странах осуществлялось в едином направлении, но выполнялись эти работы в различные сроки. Следует отметить, что в разработке теории прочности и деформаций железобетона наша страна занимает передовые позиции.

Во второй половине XX века цементная промышленность освоила массовое производство многих видов и марок цемента: высокомарочных портландцементов, безусадочных и быстротвердеющих цементах, разработан цемент низкой водопотребности. Мировой объем производства цемента в 1998 г. превысил 1 млрд.т, и наблюдается тенденция его дальнейшего значительного роста, в основном за счет стран Азии. В нынешнем веке бетон получил развитие как материал, имеющий обширную сырьевую базу, экологически безопасный, наиболее подходящий для изготовления различных строительных изделий, конструкций и систем.

Крупные успехи в области совершенствования свойств бетон-

ных смесей и бетонов достигнут в последние десятилетия в результате успешного выполнения научных работ по созданию различных модификаторов. Их применение позволяет придавать бетонам требуемые свойства в процессе производства конструкций и при последующей их эксплуатации в различных условиях. Так, например, путем введения в бетонную смесь суперпластификатора в сочетании с микрокремнеземом можно без особых трудностей получить на портландцементе марки 400 бетон прочностью свыше 100 МПа. В ряде стран уже более 90% используемого в строительстве бетона изготавливают с применением различных модификаторов, в основном пластифицирующих добавок.

Быстрыми темпами растет прочность бетона для изготовления разнообразных конструкций. Если в начале 60-х годов технологически получаемая наибольшая прочность бетона составляла 40 МПа, то в 1970 г. — 50 МПа, 1980 г. — 70 МПа, 1990 г. — 100 МПа, 1995 г. — 200 МПа. Прочность так называемого бетона "эрписи" (английская аббревиатура RPC — reactive powder concrete) может достигать 800 МПа. Такой бетон готовят из тонкодисперсных компонентов, где максимальный размер зерен заполнителя не превышает 0,1 мм, причем на 60% по объему такой бетон состоит из зерен фракций 0,01...0,1 мм, на 20% — 0,001...0,01 мм.

Для ограждающих конструкций зданий широкое применение получили ячеистые бетоны плотностью 500...600 кг/м³ и бетоны на пористых заполнителях. У нас в стране и в США легкие бетоны повышенной прочности используются и для несущих конструкций. На объектах с агрессивной средой стали применять конструкции из различных видов полимербетонов.

Металлургическая промышленность многих стран освоила широкую номенклатуру арматурных сталей для обычных и предварительно напряженных конструкций: стержневую арматуру периодического профиля и холодно-тянутую проволоку с пределом текучести не менее 500 МПа, высокопрочную стержневую арматуру

гладкую и периодического профиля диаметром до 32 мм, высокопрочную проволоку и канаты с пределом прочности до 1800 МПа, стальную фибру для дисперсного армирования бетона. В результате применения эффективной арматуры средняя металлоемкость обычных железобетонных конструкций снизилась за последние 50 лет в два раза.

Растет интерес к арматуре на основе стекловолокна и углеродного волокна, объединяемых в стержни полимерными связующими. Высокая прочность и коррозионная стойкость такой арматуры привлекательны для ряда сооружений, эксплуатируемых в особых условиях.

Широкое применение сборных железобетонных конструкций потребовало создания заводского производства, оснащенного современной машинной техникой. В основном использовались три технологические системы: агрегатно-поточная, стендовая и конвейерная. В зарубежных странах наибольшее развитие получила хорошо механизированная стендовая технология.

По ориентировочным подсчетам, к концу XX столетия на нашей планете объем применения бетонных и железобетонных конструкций составит порядка 25 млрд. м³, большинство из которых находится в эксплуатации; по прогнозам, в XXI веке эта цифра существенно возрастет. В этих условиях особое внимание должно быть обращено на обеспечение долговечности таких конструкций, для чего потребуются расширить фронт исследований в области технологии бетона, повысить эффективность контроля за качеством изготовления и правильностью эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций. Важность этих задач все более завоевывает понимание научно-технической общественности.

Значительную роль в развитии бетона и железобетонных конструкций играют международные общественные научно-технические организации ФИП, ЕКБ, РИЛЕМ и др., в которых представлены специалисты всех пяти континентов планеты. Наша страна входит в состав этих организаций и

особенно активно участвовала в деятельности Федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИП). Не случайно наши специалисты награждены четырьмя медалями федерации, а один ученый является ее почетным членом. Почти 50 лет ФИП целеустремленно направляла свои усилия на развитие предварительно напряженного железобетона, и только теперь, в результате объединения с Европейским комитетом по бетону (ЕКБ), была создана единая федерация по конструктивному бетону (ФИБ), в которой проблемы всех видов армированного бетона будут решаться более комплексно.

Огромное внимание за рубежом уделяется технической пропаганде бизнеса в области производства бетона. Так, проводимые ежегодно в США выставки-ярмарки "Мир бетона" собирают до 100 тыс. посетителей в течение недели. Насыщен разнообразными мероприятиями ежегодный "Бетонтаг" (День бетона) в Германии. Интересно отметить, что в 1993 г. на открытии 55-го (!) Германского конгресса по бетону, собравшего 2200 участников, играл Берлинский филармонический оркестр под руководством дирижера с мировым именем Клаудио Аббадо, исполнивший 5-ю симфонию Малера.

У нас в стране до 1990 г. регулярно через каждые четыре года проводились Всесоюзные научно-технические конференции, на которых ученые всех союзных республик обменивались опытом производства и применения новых эффективных железобетонных конструкций. Российское НТО строителей решило возобновить практику проведения таких конференций и наметило ее на 2000 г. Если продолжит нумерацию состоявшихся конференций, то предстоящая конференция будет одиннадцатой.

Достижения отдельных стран и общий уровень развития железобетона хорошо иллюстрируется в публикуемых материалах конгрессов, конференций и симпозиумов, которые регулярно проводятся указанными выше международными организациями. Так, например,

ФИП проводит конгрессы один раз в четыре года с участием до 1500 делегатов из 50 и более стран.

Достигнутый прогресс в области бетона и железобетона можно оценить путем анализа основных показателей конкретных объектов, возведенных в различных странах за указанный период времени: автодорожные мосты, многоэтажные общественные здания, крытые стадионы и рынки, морские сооружения, башни различного назначения и др.

Бетон уверенно вытесняет сталь из высотного строительства: в США и во многих других странах построены сотни небоскребов с монолитным каркасом. Для таких зданий применяют бетон высокой прочности. Непрерывно растет этажность высотных домов из железобетона. Построенный в 1972 г. в Чикаго небоскреб "Мидконтинентал" имел 50 этажей, в 1976 г. там же небоскреб "Утер Тауэр" достигал 79 этажей, в 1996 г. небоскреб "Байок-2" в Таиланде имел уже 90 этажей. И, наконец, в Малайзии в 1998 г. сдан в эксплуатацию небоскреб "Петронас", выполненный в виде двух башен, который насчитывает более 100 этажей, включая подземные части зданий (из них над землей 88). Две высотные башни этого здания нефтяной компании "Петронас" в Куала-Лумпуре на сегодня являются мировыми рекордсменами среди небоскребов. Каждая башня круглого очертания в плане имеет по периметру 16 несущих колонн диаметром 2,4 м; каждая колонна выполнена из бетона класса В80 (см. рисунок).

Выдающимся сооружением считается построенная по проекту Н.В. Никитина московская телебашня. При общей высоте 537 м ее железобетонная часть достигает 380 м. Телебашня в Торонто (Канада) является самым высоким в мире отдельно стоящим сооружением (555 м). Известны более высокие стальные мачты, но они укреплены растяжками.

Мировой рекорд подачи бетонной смеси на высоту, составляющей 500 м, был достигнут насосом фирмы "Пуцмайстер" при строительстве электростанции в Альпах (Италия), а мировой рекорд перекачки бетона по горизонтали превышает 2 км. Монолитное бетони-

рование является основным методом при строительстве дорог. Современные машины позволяют бетонировать основание проезжей части шириной до 16 м за один проход.

Существенно усложнилась технология ведения бетонных работ. Так, при возведении кессона нефтедобывающей платформы в Норвегии периметр одновременно бетонироваемых стен и диафрагм суммарно достигал 2 км, а скользящая опалубка одновременно перемещалась с помощью 100 гидравлических домкратов. Современные самоподъемные опалубки позволяют менять угол наклона стен. Так, при бетонировании стен здания солнечных часов в Диснейленде во Флориде угол их наклона менялся от 11 до 5 градусов. Наклон стены выставочного павильона на выставке ЭКСПО-92 в Севилье составил 15 градусов (для сравнения, наклон Пизанской башни не превышает 6 градусов). Можно утверждать, что разработанные на сегодняшний день системы опалубки позволяют решать самые разнообразные задачи монолитного строительства.

Предварительно напряженный железобетон, помимо традиционных строительных целей, нашел широкое применение для возведения корпусов реакторов и защитных оболочек АЭС. В настоящее время мощность атомных электростанций в мире достигла 150 млн. кВт, в том числе доля АЭС с применением преднапряженного же-

лезобетона для корпусов реакторов и защитных оболочек превышает 40 млн. кВт. Защитных оболочек из преднапряженного железобетона построено более 100.

Выдающимся примером строительно-технических возможностей железобетона является возведенная в 1995 г. в Норвегии платформа "Тролл" для добычи нефти (а всего их построено более 20). Ее полная высота достигает 472 м, что в полтора раза выше Эйфелевой башни. Платформа установлена на участке моря с глубиной воды более 300 м и рассчитана на воздействие ураганного шторма с максимальной высотой волны 31,5 м.

Возведен ряд интереснейших объектов с применением конструкций из железобетона, относящихся к наиболее примечательным достижениям строительной практики. Так, в Сизтле построен ребристый железобетонный купол пролетом 220 м. Монолитные оболочки обладают эффектной архитектурной выразительностью. Так, покрытие Национального центра техники и промышленности в Париже (в районе Дефанс) пролетом 216 м имеет опирание на три точки. В Челябинске и Минске были построены рынки, перекрытые железобетонной оболочкой размером в плане 100x100 м.

Обширной областью применения железобетона (и прежде всего предварительно напряженного) является мостостроение. Только в США возведено более 500 тыс. железобетонных автодорожных

мостов с различными пролетами. Быстро растут пролеты железобетонных мостов. В 1974 г. наибольший пролет вантового моста, построенного в Колумбии, составил 137 м; в 1986 г. мост "Аналис" в Канаде имел центральный пролет в 465 м; в 1998 г. вантовый мост "Нормандия" имел центральный пролет в 864 м; ненамного ему уступает мост "Васко да Гама" в Лиссабоне (830 м), построенный к Всемирной выставке ЭКСПО-98.

Крупные достижения отмечены в области технологии возведения мостов. Так, при продольной надвижке пролетного строения моста в г.Меттен (Германия) масса перемещаемой домкратами неразрезной балки составила 33 тыс. т. Разработаны методы возведения мостов путем поворота пролетного строения в проектное положение в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Причем в последнем случае пролетное строение первоначально бетонировать вертикально в скользящей опалубке. Подобные примеры интереснейших решений различных сооружений из железобетона можно продолжить.

По уровню технических и экономических показателей бетон и железобетон по-прежнему остаются основными конструкционными материалами, занимая приоритетные места в общей структуре мирового производства строительной продукции. Бетон и железобетон сохраняют свою лидирующую роль в строительстве и в XXI веке.

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.

В.А.РАХМАНОВ, канд.техн наук, проф., В.Г.ДОВЖИК, канд.техн. наук (ВНИИжелезобетон)

Стандартизация полистиролбетона расширяет его применение в современном строительстве

За последние годы в России одним из приоритетных направлений в развитии строительства и стройиндустрии стало применение эффективных научно-технических решений, направленных на экономию тепловой энергии при эксплуатации зданий.

Постановление Госстроя РФ № 18–81 от 11.08.1996 г. о внесении изменений в СНиП II-3-79 “Строительная теплотехника” обязало научно-проектные и производственные организации разработать и внедрить к 2000 г. в массовое строительство эффективные наружные ограждающие конструкции с повышенными более чем в 3 раза приведенными сопротивлениями теплопередаче.

Традиционные, широко применяемые в течение более 40 лет в индустриальном строительстве, технические решения наружных стен в виде однослойных панелей и крупных блоков из обычных легких бетонов на пористых заполнителях и автоклавных ячеистых бетонов не позволяют обеспечить повышенные теплозащитные свойства ограждающих конструкций, так как для обеспечения такого сопротивления теплопередаче их толщина составит 1 м и более, что делает нерациональным производство и применение в зданиях таких стен.

Научные исследования, проектные проработки и производственный опыт показали, что для обеспечения уровня теплозащиты стен, отвечающего требованиям II этапа норм, эффективно применение особо легких бетонов плотностью 150–500 кг/м³, обладающих высокой морозостойкостью (марки F25–F100), малым водопоглощением (5–10% по объему), низким расчетным коэффициентом теплопроводности (0,05–0,16 Вт/м⁰·С) и

прочностью при сжатии в пределах 0,2–2,5 МПа.

К таким материалам в первую очередь относится полистиролбетон,готавливаемый из вспененного гранулированного пенополистирола насыпной плотностью 8–15 кг/м³. С каждым годом полистиролбетон находит все большее применение в сборном и монолитном строительстве. Из него изготовляют сплошные блоки (самонесущие и несущие) для малоэтажных зданий и несущие элементы для заполнения межэтажного пространства каркасных зданий повышенной этажности, теплоизоляции кирпичных стен, чердачных перекрытий, теплых совмещенных кровель, пустотелые элементы для несущих стен с заполнением на стройке образующихся каналов литым тяжелым или легким бетоном.

Применение полистиролбетона регламентируется многочисленными техническими условиями, которые зачастую содержат технологически необоснованные и противоречивые требования и показатели. Всероссийским федеральным технологическим институтом “ВНИИжелезобетон” на основе широких научных исследований технологии и свойств полистиролбетона, а также собственного опыта массового заводского производства изделий на его основе и применения их в строительстве впервые в отечественной и зарубежной практике разработан государственный стандарт “Полистиролбетон. Технические условия” (ГОСТ Р 51263-99). Стандарт утвержден постановлением Госстроя РФ от 29.12.1998 г. и введен в действие с 01.09.1999 г.

Новый стандарт устанавливает технические требования к полистиролбетону для теплых наруж-

ных ограждающих конструкций, материалам для его приготовления, правилам приемки полистиролбетона и методам его контроля. В стандарте приняты 10 марок полистиролбетона по средней плотности — от D150 до D600 с градацией 50 кг/м³, установлено 10 классов по прочности на сжатие — от B0,5 до B2,5.

На основе анализа производственных данных соотношения между классами полистиролбетона по прочности на сжатие и марочной прочностью установлены при нормативном коэффициенте вариации 17%. Такой коэффициент принят в настоящее время для автоклавных ячеистых бетонов. По мере накопления опыта и совершенствования технологии полистиролбетона нормативный коэффициент вариации подлежит снижению и в перспективе может быть доведен до 13,5%, как для тяжелых и легких бетонов.

Для полистиролбетона, применяемого в изделиях и конструкциях, подвергающихся в процессе эксплуатации попеременному замораживанию и оттаиванию, назначают марки по морозостойкости от F25 до F100. Назначение классов и марок полистиролбетона по плотности, прочности и морозостойкости в зависимости от области применения производят по нормам строительного проектирования и устанавливают в стандартах или технических условиях на изделия и конструкции конкретных видов.

Получение полистиролбетонов с различной плотностью при неизменной прочности на сжатие достигается применением разнообразных технологических приемов, учитывающих факторы, влияющие на плотность и прочность материала. Поскольку плотность вспененного полистирола на порядок ниже

плотности полистиролбетона, основным фактором, регулирующим его плотность, является расход цемента, который в зависимости от требуемой марки по плотности может изменяться от 120 до 500 кг/м³. При этом увеличение активности цемента повышает прочность полистиролбетона данной плотности в 1,3–1,6 раза. Прочность полистиролбетона повышается также при увеличении насыпной плотности пенополистирольного заполнителя, уменьшении его предельной крупности и межзерновой пустотности [1].

Важнейшим отличием полистиролбетона от легких бетонов на неорганических пористых заполнителях, а также от ячеистых бетонов является повышенная прочность на осевое растяжение и растяжение при изгибе. При неизменной прочности на сжатие прочность на растяжение при изгибе полистиролбетона в среднем в 2 раза выше, чем у легких и ячеистых бетонов. ГОСТ Р 51263-99 устанавливает предельные значения этой характеристики, соблюдение которой позволяет использовать для изделий одного и того же функционального назначения полистиролбетон с прочностью на сжатие в 2–3 раза меньшей, чем это нормировано для легких и ячеистых бетонов. В приложении к ГОСТу приведены нормативные и расчетные сопротивления полистиролбетона, которыми рекомендуется пользоваться при расчетах конструкций.

Для того, чтобы ограждающие конструкции из полистиролбетона имели требуемые повышенные сопротивления теплопередаче, полистиролбетон должен иметь наименьшую теплопроводность в сухом состоянии, значения которой нормированы в ГОСТе. В приложении приведены рекомендуемые расчетные теплотехнические характеристики полистиролбетона, коэффициенты теплопроводности при эксплуатационной влажности, коэффициенты паропроницаемости, которые рекомендуются для теплотехнических расчетов конструкций согласно СНиП II-3-79***.

В зависимости от назначения и условий работы полистиролбетона в изделиях и конструкциях он, в соответствии с ГОСТ 25192, может

иметь плотную, поризованную или крупнопористую структуру. При этом во всех случаях следует отдавать предпочтение полистиролбетону плотной или поризованной структуры, при которых он, в случае содержания в нем не менее 200 кг цемента в 1 м³, обеспечивает сохранность от коррозии (в обычных условиях эксплуатации) расположенной в нем стальной арматуры. Кроме того, при прочих равных условиях (одинаковая плотность) прочность полистиролбетона плотной или поризованной структуры в 1,5–2 раза выше, чем материала с крупнопористой структурой.

Особое внимание в новом стандарте уделено требованиям экологической безопасности окружающей среды. Допустимая концентрация свободного мономера (стирола), в процессе эксплуатации выделяющегося из затвердевшего полистиролбетона, в воздушной среде не должна превышать 0,002 мг в 1 м³ воздуха. Для этого при приготовлении полистиролбетона должен применяться пенополистирольный заполнитель, в котором содержание свободного мономера (стирола) не превышает 0,002% по массе.

Получение экологически чистого полистиролбетона на серийном отечественном сырье (стироле) достигается специальной обработкой (детоксикацией) полистирольного заполнителя, а при необходимости — приготовляемой полистиролбетонной смеси и изготовляемых из нее изделий и конструкций [2].

Степень и уровень экологической безопасности полистиролбетона определяется качеством полистирольного сырья, в том числе по содержанию свободного стирола. Результаты исследований ВНИИ-железобетона совместно с РосРИАЦ Госэпиднадзора РФ показали, что полистиролбетонные изделия, изготовленные на отечественном сырье, во многих случаях не отвечают требованиям санитарно-эпидемиологических норм и не могут быть допущены для использования в жилищном и гражданском строительстве без мер специальной экологической защиты. В этой связи Минстрой РФ письмом от 10.07.1996 г. № БЕ-19-23/1, от-

мечая высокую экономическую эффективность стеновых материалов из полистиролбетона, обратил внимание на необходимость технологического обеспечения экологической безопасности продукции при производстве и применении полистиролбетонных изделий и конструкций и рекомендовал технологию, разработанную ВНИИ-железобетоном. Новым стандартом предусмотрено, по согласованию с разработчиком этого документа, внедрение комплекса мероприятий, в каждом конкретном случае обеспечивающего полную экологическую безопасность производства и применения полистиролбетона в жилищном и гражданском строительстве.

Согласно классификации СНиП 21-01-97, полистиролбетон относится к трудногорючим материалам (группа горючести Г1). Для оценки его пожарной безопасности необходимо определять группу по воспламеняемости, которая, по данным испытаний полистиролбетона марки по плотности D250 и более, составляет В1, а для меньшей плотности — В2; группу по дымообразующей способности (D1 для бетона марок D250 и более и D2 для бетонов с более низкой плотностью) и группу по токсичности продуктов горения. При подобных характеристиках горючести блоки из полистиролбетона без специальных мер пожарной безопасности можно использовать в малоэтажном строительстве.

Для применения сплошных полистиролбетонных блоков в многоэтажном строительстве ВНИИ-железобетоном разработан комплекс специальных защитных мероприятий, обеспечивающий возможность возведения полистиролбетонных самонесущих стен зданий без ограничения этажности. На основании натуральных огневых испытаний ВНИИПО ГУПБ г.Москвы выдал соответствующее разрешение. В этой связи ГОСТом Р 51263-99 "Полистиролбетон. Технические условия" предусмотрена возможность снять ограничения на применение полистиролбетонных стен по этажности при условии выполнения противопожарных мероприятий по согласованию с разработчиком стандарта — институтом

ВНИИжелезобетон и службами госпожнадзора.

Разработанный стандарт регламентирует также требования к полистиролбетонным смесям и материалам для их изготовления. В зависимости от вида изделий и конструкций, а также технологии их формирования могут применяться полистиролбетонные смеси различной марки по удобоукладываемости: жесткие (марки Ж₁–Ж₃) или подвижные, в том числе литые (марки П₁–П₅). При горизонтальном способе формирования применяются смеси марок Ж₁, П₁ и П₂, в случаях немедленной распалубки — смеси марок Ж₂ и Ж₃. При вертикальном формировании используются смеси марок П₂–П₃, а при нагнетании насосами — марок П₄–П₅.

Для обеспечения слитной (плотной или поризованной) структуры полистиролбетонных смесей их готовят с применением воздухововлекающих добавок. При этом полученная смесь должна иметь высокую воздухоудерживающую способность, и ее плотность при выгрузке, транспортировании и укладке не должна повышаться более чем на 7%. Полистиролбетонные смеси в процессе их выгрузки, транспортирования и укладки не должны расслаиваться. Показатель расслаиваемости, определяемый по специальной методике,

приведенной в ГОСТе, не должен превышать 25%.

Для получения стабильного полистиролбетона с требуемыми показателями качества необходимо использовать пенополистирольный наполнитель с определенной маркой по насыпной плотности: от 10 до 30 кг/м³. Влажность применяемого пенополистирола не должна превышать 15% по массе.

Для получения стабильных по качеству изделий и конструкций из полистиролбетона должен быть организован надлежащий контроль (входной, операционный и приемосдаточный). При этом приемку полистиролбетона по показателям средней плотности и прочности проводят для каждой партии изделий или товарной полистиролбетонной смеси. Эти показатели оценивают по ГОСТ 27005 и ГОСТ 18105 с применением статистических методов контроля. Остальные показатели качества контролируют перед началом массового производства и далее периодически, но не реже одного раза в 6 мес. Проверку экологической безопасности выполняют перед началом производства и затем не реже одного раза в год. Проверку пожарной безопасности — при организации производства на стадии проектирования конструкций.

Для организации массового выпуска эффективных изделий из полистиролбетона, отвечающих требованиям стандарта, необходимо подобрать рациональные составы и технологические режимы производства с учетом местных условий. Подобные проектные и технологические решения разработаны ВНИИжелезобетоном и освоены на собственном промышленном предприятии института мощностью по наружным ограждающим конструкциям более 300 тыс.м² жилья в год.

ВНИИжелезобетон располагает необходимой нормативно-технической документацией и опытом практической работы для организации в регионах импортозамещающего отечественного производства полистиролбетонных изделий и конструкций и строительства с их использованием энергоэффективных домов системы "Юникон".

Библиографический список

1. Довжик В.Г., Россовский В.Н., Савельева Г.С. и др. Технология и свойства полистиролбетона для стеновых конструкций // Бетон и железобетон. — № 2. — 1997. — с.5–9.
2. Рахманов В.А., Козловский А.И., Варламова А.В. Об экологической безопасности применения полистиролбетона в строительстве, там же, с. 18–20.

Вниманию специалистов

Постановлением Госстроя № 29 от 29 декабря 1998 г. утвержден разработанный впервые Всероссийским федеральным технологическим институтом ВНИИжелезобетон ГОСТ Р 51263-99 "Полистиролбетон. Технические условия". Дата введения ГОСТа 01.09.1999 г.

По согласованию с Госстроем РФ распространение этого стандарта возложено на ВНИИжелезобетон. Заказ на получение ГОСТа Р 51263-99 следует направлять во ВНИИжелезобетон по адресу: 111524, Москва, ул.Плеханова, д.7 с предоплатой в сумме 950 руб. за 1 экз.

Р/с 407028104001400000720 БИК 044583417 ИНН 7720066819 ОКОПУ 95120, 95300 ОКПО 00284807 в Перовском филиале АКБ "Московский индустриальный банк" к/с 3010181070000000417.

Для организации промышленного производства эффективных изделий и конструкций, в том числе монолитных, из экологически чистого полистиролбе-

тона минимальной стоимости и с повышенными теплозащитными характеристиками, отвечающего требованиям ГОСТ Р 51263-99, ВНИИжелезобетон предлагает заключение договоров, включающих передачу откорректированной с учетом местных условий проектной документации на изделия и конструкции из полистиролбетона, технологических регламентов и проектной документации на производство пенополистирольного наполнителя, приготовление полистиролбетонных смесей, формирования и твердения изделий, укладку монолитного полистиролбетона, оптимизацию составов полистиролбетона на основе местных сырьевых материалов, сертификационные испытания изготовленной продукции, оказание научно-технической помощи при организации производства полистиролбетона и применении его в строительстве.

За справками обращаться по телефонам: (095) 176-27-04, 176-28-05, 176-03-54.

Наука о бетоне и технический прогресс

Наука о бетоне имеет свои истоки от начала урбанизированного строительства жилья человеком. Этот фактор в жизни науки весьма примечателен тем, что он постоянно приводил к эволюционному ее развитию, и по мере достижения определенного уровня совершался качественный скачок с последующим изучением и накоплением знаний в новой технической формации.

За последние годы в бетоне проведено огромное количество исследований, сделано немало открытий, решены многие сложнейшие задачи, но технический прогресс в области познания не останавливается. Оценить его итоги по отдельным ведущим направлениям, проследить их взаимосвязь и влияния, проанализировать достижения и неудачи, прогрессивные и псевдонаучные идеи, выявить вклад в общее дело отдельных ученых, инженеров и научно-технических коллективов и на этой основе попытаться дать оценку уровня научных исследований и техники в данной отрасли — сложная, но исключительно важная государственная задача.

Проблема эта весьма актуальна в связи со строительством крупных деловых центров, торговых-рекреационных офисов, высоких зданий и сложных сооружений гражданского и общественного назначения, в которых, как правило, несущую функцию выполняют конструкции из бетона и железобетона. Ответственность таких сооружений весьма высока, их длительная эксплуатация и надежность должны быть гарантированы по крайней мере на 100 лет. Этому должны способствовать накопленный опыт знаний, а также дальнейшее развитие новых технологических приемов и принципов, позволяющих вывести науку о бетоне на уровень заданной обеспеченности по отдельным показателям, создать условия для возможности регулирования техническими приемами свойств как бетонной смеси, так и затвердевшего бетона.

Поэтому необходимо дальнейшее обоснование и улучшение тематики исследований в области бетона и связанных с ним технологий. Подход к планированию и организации исследований с учетом исторических факторов и процессов имеет существенное значение для технического прогресса. Оценка значимости отдельных этапов и понимание логики появления достижений, их взаимосвязи с условиями успешного развития бетоне должны создать основу для прогноза характера и планирования исследований.

Как показывает практика, смена научных школ в бетоне происходит весьма вяло. При этом вновь принимающие эстафету в науке молодые специалисты, как правило, довольно слабо ориентируются в объективной истории развития бетоне и технологии бетона. Как следствие этого происходит повторение идей и разработок, затрата времени и сил на достижение известных или забытых результатов. Не хватает средств на обстоятельное изучение прошлого опыта, прежние находки и достижения оказываются невостребованными, ранее накопленный положительный опыт учитывается весьма поверхностно, тратятся силы и средства на "тупиковые" направления. Некоторые области исследований в прошлом являлись предметом успешного изучения в течение десятков лет, а к ним теперь вновь повторно возвращаются по нескольку раз.

В этой связи нам представляется, что сейчас нужна концентрация усилий на научные изыскания ключевых направлений, реализация которых позволит обеспечить не только прогресс в науке о бетоне, но и выйти с этими решениями в реальный сектор экономики. В качестве первоочередных можно было бы остановиться на следующих направлениях:

1. Известно, что структурную ячейку бетона формирует вяжущее, которое в настоящее время нельзя назвать однокомпонент-

ным, поскольку познания в этой области весьма глубоки, созданы новые технологические приемы его получения, разработано довольно большое многообразие связующих композиций. Вместе с тем роль вяжущего в механизме структурообразования бетона, его регулирование с целью обеспечения требуемых показателей прочности, деформативности и, главное, долговечности бетона изучены не достаточно полно и пока нет технологического и аппаратного механизма контроля и выявления взаимосвязи между свойствами приготовленной бетонной смеси и затвердевшего бетона. Создание многокомпонентных вяжущих систем и таких же по качеству бетонов привело, в определенной мере, к появлению высококачественных бетонов, специальных бетонов и бетонов для машиностроительных целей. Но эта проблема отнюдь не решена для широкого класса рядовых бетонов, и ее следует рассматривать как одно из приоритетных направлений исследований.

2. При индустриальном изготовлении изделий из бетона и железобетона, в том числе и для индивидуального строительства, приходится рассматривать систему взаимодействия "бетонная смесь — орган формирования изделия", при которой создается продукт, отвечающий всем конструктивным требованиям. Известно большое многообразие таких систем, отвечающих определенным требованиям, но их оптимизация и гарантированные по качеству выпускаемого продукта показатели не определены, а поэтому строительно-технологический рынок весьма разнообразен и зачастую предлагает товар, не отвечающий требованиям не только международных, но порой и российских стандартов.

3. Проблемы долговечности и эксплуатационной пригодности бетона в конструкциях и сооружениях, как всегда, находятся в поле зрения исследователей. И это несмотря на то, что свойства и пока-

затели бетона в основном изучены достаточно подробно. Существуют методики оценки стойкости бетона в различных средах и под различными воздействиями. По-рой эти методики подвергаются значительной критике за их несовершенство, приводящее к недостоверной оценке параметров исследуемых материалов.

На важность и актуальность этой проблемы было указано на международной конференции "Долговечность и защита конструкций от коррозии", прошедшей в Москве 25–27 мая 1999 г. Материалы этой конференции подтверждают многообразие факторов, влияющих на долговечность конструкций, указывают на обилие способов и методов их защиты, ремонта и восстановления. Существен-

ное место в этой области должно быть отведено диагностике и мониторингу состояния строительных конструкций.

4. Немаловажным направлением в технологии бетона является разработка и создание многокомпонентных сухих строительных смесей, включающих растворные, бетонные, специальные и другие. Задача состоит в промышленном получении нетрадиционных сухих смесей на отечественных материалах, конкурентоспособных с лучшими зарубежными аналогами на строительном рынке России. Поскольку каждая такая смесь может потенциально являться предметом патентной защиты, сложность этой работы заключается в необходимости оценки технологичности смеси на действующем промыш-

ленном оборудовании при одновременном предотвращении утечки информации до получения охранных документов.

Ключевые направления в бетонноведении включают в себя много частных вопросов и методических подходов, а также отдельных технологических переделов, могущих явиться самостоятельными объектами научных изысканий. При выборе этих объектов следует учитывать, что действующие отечественные технологии в большинстве своем не отвечают параметрам стандартов ИСО 9000 и ИСО 14000. В связи с предстоящим вступлением России в ВТО развитие новых решений либо модернизация существующих должны соответствовать стандартам международных норм и требований.

ГОССТРОЙ РОССИИ

Государственное унитарное предприятие
"Научно-исследовательский, проектно-конструкторский
и технологический институт
бетона и железобетона"

объявляет открытый конкурс на замещение вакантных должностей:

- ❖ ведущего научного сотрудника лаборатории коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций;
- ❖ старшего научного сотрудника лаборатории теории железобетона;
- ❖ старшего научного сотрудника лаборатории технологии ячеистых бетонов;
- ❖ старшего научного сотрудника лаборатории коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций

Срок подачи заявлений — месяц со дня публикации объявления.

В конкурсе могут принять участие лица, имеющие ученые степени доктора и кандидата технических наук.

*Документы направлять по адресу: 109429, г. Москва, 2-ая Институтская ул., д. 6,
ГУП "НИИЖБ"*

Влияние структурного масштабного эффекта на механическое сопротивление бетона при простейших нагружениях

Зависимость механических свойств бетона от формы и размеров образцов ("масштабный эффект") является наиболее общей характеристикой этого материала, в которой находят проявления его глубинные свойства. Величина масштабного эффекта (МЭ) зависит от структуры бетона, технологии его приготовления, от конструкции образца и способа его испытаний. Ниже рассмотрено только влияние структуры — "структурный масштабный эффект" (СМЭ), главными причинами которого считают несплошность и неоднородность бетона. Чтобы хотя бы в первом приближении проанализировать связь между этими генеральными свойствами бетона и величиной СМЭ, необходимо, чтобы модельные представления строились с учетом этих свойств. Ниже использована модель псевдозернистого строения бетона, который упрощенно рассматривается как сплошная однородная среда, в которой при твердении возникает система трещин (разрывов), придающая исходной однородной среде псевдозернистое строение [1, 2]. Роль "зерен" играют области, отделяемые трещинами от основной массы бетона; роль "связей" между зернами играет бетон в местах перешейков между трещинами. Случайность размеров трещин и их распределения в объеме бетона определяют случайность размеров зерен и связей, а значит их прочности. Именно огромный разброс в прочности элементов структуры бетона делает его столь неоднородным. Псевдозернистый материал может обладать хрупкостью, отрывностью (псевдопластичностью) и редко — пластичностью. Для бетона массовых конструкций наиболее характерно отрывное поведение. Проявления СМЭ разнообразны: в статье разобраны только случаи простейших нагружений.

1. Влияние СМЭ на твердость бетона

Испытания на твердость, редко проводимые при изучении механических свойств бетонов, в данном случае имеют особый интерес, так как при этих испытаниях наиболее четко обнаруживается физическая сущность СМЭ.

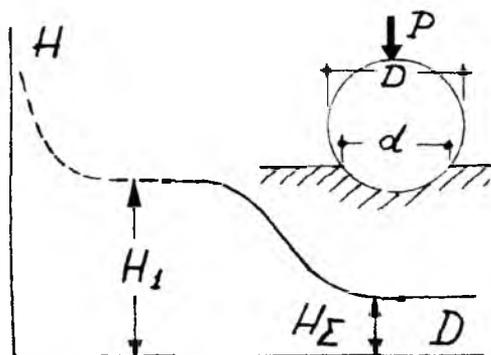


Рис.1. Схема испытаний бетона на твердость и примерная зависимость твердости бетона от диаметра индентора

Твердость бетона удобно определять вдавливанием в бетон стального шарика (рис.1). Бетонный образец должен иметь достаточно большие размеры с тем, чтобы не происходило

макроразрушений. Диаметр шарика D и прикладываемая к нему нагрузка P выбираются из того условия, чтобы твердость H была достаточно определенной воспроизводимой величиной. Прямым результатом испытаний является диаметр d отпечатка. Твердость, очевидно, зависит от структуры бетона, величин D и P . Можно было бы попытаться найти общее аналитическое выражение этой зависимости для бетонов любого состава. Есть надежда, что со временем это удастся, если ввести в рассмотрение a_{gr} — средний размер зерен. Пока из-за отсутствия достаточной информации о размерах зерен испытания на твердость приходится проводить для каждого вида бетона. По условиям размерности

$$\frac{d}{D} \approx A_1 \left(\frac{P}{D^2 H} \right)^{\alpha_1}, \quad (1)$$

где A_1 и α_1 — константы материала. Для известных опытов $\alpha_1 = 0,5$ и следовательно $H = A_2 \sigma_{bc}$, где σ_{bc} — номинальные напряжения смятия, прикладываемые при испытаниях. Вводя понятие твердости бетона, видимо, можно произвольно распорядиться A_2 и, в частности, принять простейшее $A_2 = 1$. Тогда твердость будет тождественно равна σ_{bc} .

В [3] показаны результаты испытаний на твердость мелкозернистого бетона трех составов при $2,5 \text{ мм} < D < 28,5 \text{ мм}$. Общий характер полученной зависимости твердости от D показан на схеме рис.1. Аналитическое выражение зависимости найдено в виде

$$H = H_{\Sigma} + \frac{H_1 - H_{\Sigma}}{1 + \lambda D / \rho}, \quad (2)$$

где H_1 — твердость при малых D , H_{Σ} — твердость при достаточно больших D , ρ — размерная константа, равная $7,25 \text{ см}$ [7], λ — параметр материала. Можно предположить, что H_1 соответствует твердости одиночных зерен. H_{Σ} — твердости достаточно большой их совокупности. Полученные опытные данные сведены в таблицу 1.

Таблица 1

В/Ц	Прочность бетона при сжатии, МПа	Прочность бетона при растяжении, МПа	H_1 , МПа	H_{Σ} , МПа	$H_1 - H_{\Sigma}$, МПа
0,28	47,5	3,4	580	170	410
0,45	37,5	2,5	500	100	400
0,69	22,0	1,6	366	80	286

Отношение H_1 к H_{Σ} , выражающее СМЭ при испытаниях на твердость, оказалось в пределах от 3,4 до 5. На рис.2 зависимости H от D представлены в логарифмическом масштабе. Такое представление позволяет получить наглядную связь твердости со структурой материала, включенного в работу при испытаниях на твердость. К сожалению, диапазон изменения D оказался недостаточным; предполагаемый вид искомой зависимости характеризуется следующими особенностями:

- при $0,5 \text{ мм} < D < 3 \text{ мм}$ средняя твердость от D не зависит: в этом диапазоне изменения D она характеризует твердость отдельных зерен;
- в диапазоне $3 \text{ мм} < D < 15 \text{ мм}$ в работу вовлекается не столько зерен; количество их тем больше, чем больше D ;

- твердость существенно зависит от D до тех пор, пока количество зерен не достигнет определенной величины. При $D \geq 15$ мм твердость достигает наименьшего значения H_2 , которое от D не зависит;

- при $D < \sim 0,5$ мм происходит переход к микротвердости, измеряемой твердомерами с алмазными инденторами (например, твердомером ПМ-3).

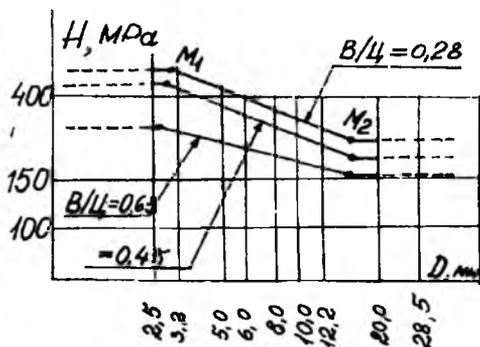


Рис.2. Зависимость опытных значений твердости бетона трех составов от диаметра индентора

2. СМЭ при осевом растяжении бетонных призматических элементов

Для простоты рассмотрение ограничено элементами квадратного сечения. Введено различие между "короткими" элементами, элементами "средней" и "большой" длины. Смысл разделения будет ясен из дальнейшего.

Короткие элементы

При помощи мысленного эксперимента можно получить зависимость математического ожидания сопротивления бетона осевому растяжению от $\ln(a)$, где a — сторона сечения растягиваемого элемента (рис.3). Зависимость характеризуется чередованием наклонных и горизонтальных участков, выражающих соответственно свойства хрупкости и отрывности. Обычно бывает достаточным иметь данные для 3 смежных участков (на рис.3 это участки I и III отрывности и участок II хрупкости).

Алгоритм определения величин $R_m^{(1)}$ и $R_m^{(2)}$ отрывного сопротивления был получен с помощью модели псевдозернистой структуры бетона. Использование алгоритма затруднено из-за большого числа параметров, которые прямому опытному определению не подлежат. Определенного продвижения в этом отношении удалось достичь благодаря опытным данным, собранным Карпинтери [4]. Некоторые результаты обработки этих данных будут использованы в дальнейшем. Для одноосного растяжения ранее было получено [5]:

$$\langle N \rangle = E\omega\tilde{\varepsilon}J(\alpha^{-m}; i+2/3); \quad \alpha = \varepsilon/\tilde{\varepsilon}, \quad (3)$$

где $J(x,a)$ — неполная гамма-функция; x , i , m — соответственно параметр структуры и микропрочности; $\tilde{\varepsilon}$ — безразмерный масштабочувствительный параметр; ω — площадь сечения растягиваемого элемента.

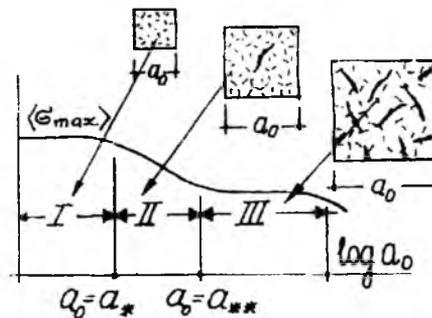


Рис.3. Осевое растяжение бетонного призматического элемента квадратного сечения

Для двух параметров ранее принято $i=2^{1/3}$; $m=3$. При этих значениях условие для определения критической деформации, при которой величина $\langle N \rangle$ достигает максимума, имеет вид:

$$J(x_{cr}) = 1,5x_{cr}^3 e^{-x_{cr}}. \quad (4)$$

Решая (4), находим $\varepsilon/\tilde{\varepsilon} = 0,56$. Подставляя это значение в (3), получаем выражение для математического ожидания σ_{max} :

$$\langle \sigma_{max} \rangle = 0,52 E_0 \tilde{\varepsilon}. \quad (5)$$

Теперь по опытным значениям σ_{max} можно определить $E_0 \tilde{\varepsilon}$ и $\tilde{\varepsilon}$, принимая, например, рекомендуемое нормами АСІ выражение $E_0 = 4233 \sqrt{R_{cyt}}$ (E_0 и R_{cyt} измеряются в МПа).

Полученные значения $E_0 \tilde{\varepsilon}$ и $\tilde{\varepsilon}$ сведены в таблицу 2.

Таблица 2

R_{cyt} , МПа	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Обл. $E_0 \tilde{\varepsilon}$	2,4	4,35	6,10	7,4	8,35	9,0	9,4	9,7	9,9	10,0
I $\tilde{\varepsilon}$	1,79	2,30	2,63	2,76	2,79	2,74	2,65	2,56	0,47	2,36
Обл. $E_0 \tilde{\varepsilon}$	1,8	3,1	4,15	5,1	5,85	6,3	6,6	6,8	7,0	7,15
III $\tilde{\varepsilon}$	1,2	1,59	1,8	1,9	1,95	1,92	1,86	1,8	1,74	1,69

Зная $E_0 \tilde{\varepsilon}$, из (5) можно определить расчетное значение σ_{max} , причем очевидно:

$$\beta = \frac{\langle \sigma_{max} \rangle_I}{\langle \sigma_{max} \rangle_{III}} = \frac{\tilde{\varepsilon}_I}{\tilde{\varepsilon}_{III}}$$

Из таблицы 2 находим оценку коэффициента β , прямым образом выражающего величину СМЭ:

- при $R_{cyt} = 10$ МПа $\beta = 1,5$;
- при $R_{cyt} = 50$ МПа $\beta = 1,46$;
- при $R_{cyt} = 100$ МПа $\beta = 1,5$.

То есть математическое ожидание прочности бетона в левой области отрывности примерно в полтора раза больше, чем математическое ожидание прочности бетона в правой области отрывности. При переходе из левой области отрывности в правую также в полтора раза снижается и предельная растяжимость бетона.

Для того, чтобы узнать, при каких размерах сечения a_0 растягиваемый элемент относится к областям I и III, можно использовать следующие сугубо приближенные данные:

Область 1 — при $D_{max} < 10, 20$ и 30 мм величина a_0 равна соответственно 2, 6 и 12 см;

Область 2 — при $D_{max} \leq 10, 20$ и 30 мм величина a_0 равна соответственно 12, 25 и 30 см.

Элементы средней и большой длины

Известных опытных данных о центральном растяжении таких элементов крайне мало. Поэтому приходится ограничиваться качественными соображениями.

Масштабный эффект проявляется не только при изменении размеров сечения растягиваемого элемента, но и при изменении его длины L . Для прогноза влияния L вновь эффективен мысленный эксперимент [2]. Он основан на предположении, что влияние L зависит от расстояний A между скоплениями дефектов, как бы делящих элемент на участки, которые последовательно соединены и подвержены действию одинаковой нагрузки. Выясняется, что характер диаграммы растяжения элемента зависит от отношения L к $\langle l_{sk} \rangle$. Чем это отношение больше, тем резче падение сопротивления на нисходящем участке. Если длина L превышает некоторую определенную для данного материала и для данных размеров сечения величину, изготовленный из отрывного материала элемент будет вести себя как хрупкий.

Дальнейшее увеличение L сверх некоторого значения L_{cr} приводит к тому, что элемент вообще невозможно подвергнуть центральному растяжению, так как в нем в самом начале нагружения вероятно наличие краевых дефектов, имеющих тенденцию к прогрессивному развитию.

Таким образом, механическое поведение растягиваемого элемента качественно и количественно зависит не только от размеров сечения, но и от длины. Становится ясной классификация растягиваемых элементов. Если короткий элемент обладает свойством отрывности, это свойство сохраняется до $L < (2-3)\langle l_{sk} \rangle$. При $(2-3)\langle l_{sk} \rangle < L_{cr}$ такие элементы ведут себя как хрупкие — это элементы средней длины. Наконец, если $L > L_{cr}$, элементы считаются длинными — их центральное растяжение неустойчиво, то есть практически неосуществимо.

3. СМЭ при центральном сжатии

Прогнозирование СМЭ при центральном сжатии призматического бетонного элемента, которое представляет собою весьма сложное явление, возможно только на основе той или иной четкой концепции разрушения. Наиболее удачной показала себя предложенная еще в двадцатые годы Брандаагом "концепция сдвига". С тех пор она широко применяется в самых различных модификациях. Ниже приведены краткие сведения об особенностях сопротивления бетона сдвигу и изложена одна из таких модификаций.

Сопротивление бетона сдвигу

Оно существенно отличается от сопротивления квазиоднородных материалов типа металлов тем, что механизм сдвига качественно и количественно зависит от величины p нормальных напряжений по поверхности сдвига.

Если испытывать бетон по схеме испытаний квазиоднородных материалов на чистый сдвиг, происходит разделение образца по волнистой поверхности, проходящей между зернами. Хотя такая деформация физически со сдвигом ничего общего не имеет, ее условно называют "межзерновым сдвигом" (МЗС).

При условных испытаниях, когда $p \neq 0$, постепенно увеличивая p , можно перейти к напряженному состоянию, при котором происходит сдвиг в зернах совершенно так же, как

это происходит в металлах — возникает "внутризерновой сдвиг" (ВЗС).

Переход от МЗС к ВЗС есть переход от сопротивления совокупности зерен к сопротивлению одного зерна.

Корректно поставленных испытаний бетона на сдвиг известно довольно мало. Поэтому пока для сопротивлений сдвигу удалось получить лишь приближенные оценки.

При МЗС

Случай $p=0$.

$$\tau_{gr} = \tau_{gr}^{(0)} = R_{gr} \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}(\alpha + \psi)}{2}, \quad (6)$$

где $\tau_{gr}^{(0)}$ — сопротивление МЗС при $p=0$; α — средний угол наклона неровностей поверхности сдвига к направлению сдвига; ψ — угол трения по поверхности сдвига.

Случай $p \neq 0$.

$$\tau_{gr} = \tau_{gr}^{(0)} + p \operatorname{tg}(\alpha + \psi). \quad (7)$$

При ВЗС

$$\tau_{gr} = \tau_{gr}^{(0)} + k_{gr} p, \quad (8)$$

где τ_{gr} — сопротивление ВЗС в общем случае; $\tau_{gr}^{(0)}$ — то же при $p=0$. Величина k_{gr} примерно в пределах от 0,1 до 2; она существенно меньше, чем $\operatorname{tg}(\alpha + \psi)$. Величина $\tau_{gr}^{(0)}$ может находиться в пределах примерно от R_{pr} до $2R_{pr}$.

Схема соотношения между сопротивлениями при двух видах сдвига показана на рис.4. На схеме не показано искривление линии O_1M . Изложенные сведения о сдвиге в бетоне, видимо, достаточны для описания принятой концепции сжатия бетона.

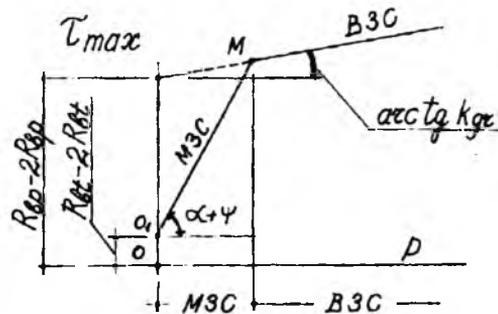


Рис.4. Схематическая зависимость сопротивления сдвигу от величины напряжений, приложенных нормально к направлению сдвига. Показаны участки МЗС и ВЗС

Сжатие короткого бетонного элемента

Рассмотрено ранее применительно к короткому призматическому бетонному элементу, на который центральная нагрузка передается через жесткие плиты без трения. В соответствии с представлениями о псевдозернистом строении бетона призматический короткий элемент представляет собой систему столбиков зерен, соединенных между собой поперечными связями. Разрушение зерен происходит предположительно от ВЗС. Общие представления о механизме разрушения образца сводятся к следующему [6]:

- приложенная нагрузка неравномерно распределяется между столбиками зерен и распространяется по кратчайшему пути между плитами пресса;

- неодинаковы и сжимающие напряжения в зернах одного столбика, поскольку различны размеры зерен. В результате уже в начале нагружения имеются перегруженные зерна;

- разрушение перегруженных зерен от ВЗС превращает их в диполи, передающие сжимающие усилия на смежные зерна. Эти сжимающие усилия вызывают растяжение поперечных связей;

- при отсутствии опорного трения в любом продольном сечении образца суммарные сжимающие усилия, приложенные к зернам, должны находиться в равновесии с суммарными растягивающими усилиями в связях;

- при росте нагрузок все большее количество зерен разрушается, растут поперечные сжимающие усилия и усилия в связях;

- разрушение растянутых связей моделирует появление микротрещин. Накопление разрушений ведет к расчленению образца на неустойчивые элементы и к потере несущей способности образца.

Такова принятая для расчета концепция разрушения от сдвига при сжатии. Первопричиной разрушения является ВЗС. Концепция положена в основу алгоритма расчета. Основным результатом расчета служит семейство зависимостей

$\tau_{gr}^{(0)} / R_b - R_{bt} / R_b$ при различной степени неравномерности распределения приложенной нагрузки между столбиками, характеризующейся коэффициентом k_r , вариации нагрузки, приходящейся на столбик зерен (рис.5).

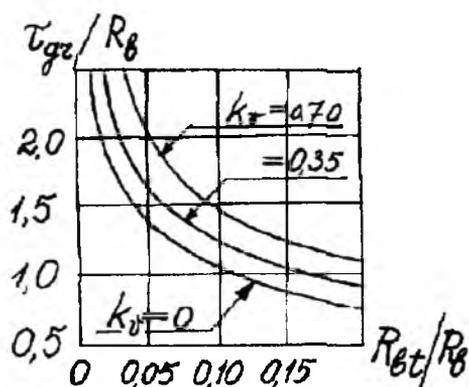


Рис.5. Связь между относительными величинами сопротивления ВЗС и сопротивления осевому растяжению при трех значениях коэффициента вариации

Поскольку величина $\tau_{gr}^{(0)}$ от размеров сечения очевидно не зависит, влияние масштаба при сжатии коротких бетонных элементов не должно существенно отличаться от влияния масштаба при растяжении.

Сжатие элементов средней и большой длины

Переход к элементам средней длины аналогичен соответствующему переходу при растяжении. Начальные случайные эксцентриситеты создают повышенные краевые сжимающие напряжения, которые способствуют появлению и развитию краевых дефектов. Возникают "очаги разрушения", происходит резкое увеличение эксцентриситетов, в результате чего очаги неустойчиво развиваются.

Дальнейшее увеличение длины образца приводит к переходу от местной неустойчивости к общей, вновь совершенно так же, как при растяжении.

Аналогия между деформированием бетона при растяжении и сжатии позволяет считать осевое нагружение призматических бетонных элементов симметричным относительно изменения направления нагружения.

Выводы

Влияние СМЭ принадлежит к числу важнейших факторов, определяющих поведение бетона в конструктивных элементах. Особенности этого влияния в полной мере раскрываются при применении концепции псевдозернистого тела.

При испытаниях на твердость она объясняет влияние диаметра индентора; при увеличении D происходит переход от зерна к малой совокупности зерен, затем к совокупности большего числа зерен; оба перехода сопровождаются падением твердости в несколько раз.

При осевом растяжении аналогичное влияние оказывает увеличение размеров сечения. Происходит последовательное изменение определяющих дефектов от одиночных трещин (разрывов) до системы самотормозящихся трещин и вновь к одиночным трещинам. При этом чередуются свойства хрупкости и отрывности.

В рамках концепции псевдозернистого тела однозначного понятия "сдвиг" не существует; в зависимости от условий закрепления образца и величины поперечного давления по поверхности сдвига происходит либо ВЗС, либо МЗС с сопряженным сдвигом, отличающимся по порядку величин.

При осевом сжатии концепция позволяет описать переход от сжатия к растяжению в поперечном направлении и установить связь между СМЭ при сжатии и растяжении.

Особого влияния заслуживает влияние длины образцов на СМЭ. В этом влиянии проявляется симметрия центрально нагруженных элементов относительно направления нагрузки.

Исследования влияния СМЭ на свойства бетона находятся в ранней стадии. Широкие исследования в этом направлении равно необходимы и плодотворны.

Библиографический список

1. Алиев Ш.А., Коган Е.А., Холмянский М.М. Прочность бетона как статистически неоднородного материала. - Баку: Азербайджанский политехнический институт, 1989. - 176 с.
2. Холмянский М.М. Бетон и железобетон (деформативность и прочность). - М.: Стройиздат, 1997. - 567 с.
3. Kholmyansky M.M., Kogan E., Kovler K. On the hardness determination of fine grained concrete // Mat. and Struct. - 1994. - V.27. - P.584-587.
4. Carpenteri A., Chiaia B., Ferro G. Multifractal scaling law: an extensive application to normal strength size effect of concrete structures // Politecnico di Torino. Dipartimento di Ingegneria Strutturale. - 1995. - V.51. - 145 p.
5. Холмянский М.М. К масштабной зависимости прочности бетона при растяжении // Известия вузов. Строительство. - 1996. - №12. - С.3-8.
6. Холмянский М.М. К механизму сопротивления трещиноватых горных пород и бетона одноосному сжатию // ФТПРПИ. - 1979. - №5. - С.35-42.

Влияние однократных динамических нагрузок на прочность элементов со смешанным армированием

По установившейся в последнее время терминологии под кратковременными динамическими нагрузками на строительные конструкции понимают взрывные и ударные воздействия высокой интенсивности и малой продолжительности действия ($t \leq 1с$). Для таких нагрузок применение смешанного армирования весьма целесообразно. Особенно эффективно применение в конструкциях со смешанным армированием в качестве ненапрягаемой арматуры мягкой стали классов А-II, А-III с площадью текучести достаточной длины. Смешанное армирование позволяет не только получить преимущества, но и предохранить конструкцию от внезапного хрупкого разрушения.

В то же время, во многих случаях работы строительных конструкций возникает необходимость установить влияние однократной и кратковременной динамической нагрузки эксплуатационного уровня на их остаточную статическую прочность. Такая необходимость зачастую появляется из-за того, что некоторые конструкции, проектируемые на воздействие только статической эксплуатационной нагрузки, в силу разных причин в период эксплуатации могут испытывать действие повторяющихся нагрузок, количество которых значительно меньше $2 \cdot 10^6$ циклов. В этих условиях представляет интерес определение влияния однократной динамической эксплуатационной нагрузки не только на прочность, но и на трещинообразование и деформации железобетонного элемента.

Для проверки предлагаемой методики расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов со смешанным армированием на кратковременные (однократные) динамические нагрузки высокой интенсивности были обработаны результаты исследований, приведенные в работе [3]. Время разрушения опытных образцов при динамических испытаниях составило 0,06...0,15 с. На рисунке представлены результаты, полученные в опытах [3], а также теоретические значения несущей способности балок со смешанным армированием, рассчитанные по формулам предлагаемой методики.

Изгибающий момент внутренних усилий при статическом нагружении вычисляли по методике, изложенной в работе [2], на двух стадиях работы элемента: M_{ul} - на уровне начала текучести арматуры при треугольной эпюре напряжения сжатой зоны и M_{u3} - на уровне начала разрушения сжатой зоны при прямоугольной эпюре сжатой зоны бетона.

Прочность нормального к продольной оси сечения элемента при динамическом воздействии была определена на четырех стадиях его работы: M_{u11} - для предельного состояния Ia, определяемого началом текучести мягкой арматуры; M_{u13} - для предельного

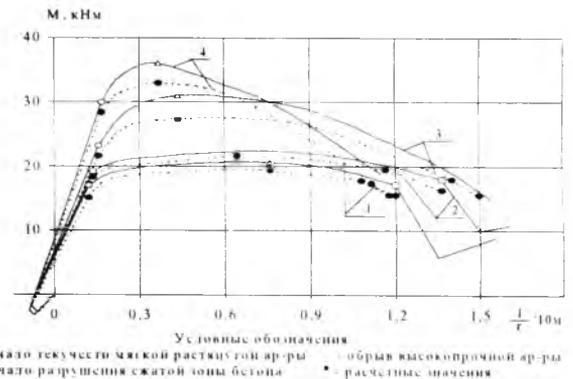
состояния III, соответствующего пластической стадии работы арматуры и началу разрушения бетона сжатой зоны; M_1 - на стадии снижения несущей способности перед обрывом высокопрочной арматуры (предельное состояние Ib по первому варианту классификации предельных состояний); M_2 - в момент обрыва высокопрочной арматуры.

Для определения изгибающего момента в предельном состоянии Ib были использованы формулы, предложенные в работе [3]

$$M_1 = \xi_{d3}^{-0,127} \cdot M_{ud3} \cdot e^{-0,33 \xi_{d3}}, \quad (1)$$

$$M_2 = \xi_{d3}^{-0,016} \cdot M_{ud3} \cdot e^{-2,18 \xi_{d3}}, \quad (2)$$

где ξ_{d3} - относительная высота сжатой зоны в момент начала ее разрушения; M_{ud3} - динамическая несущая способность расчетного сечения в предельном состоянии III.



Зависимость изгибающего момента от кривизны при динамическом испытании балок 1, 2, 3, 4 - соответственно балки серии I, II, III, IV — опытные кривые - - - теоретические кривые

Следует отметить, что при расчете по второму варианту классификации предельных состояний предельное состояние Ib (по остаточному изгибающему моменту) не нарушается.

Несущую способность сечения, нормального к продольной оси элемента для предельных состояний Ia и III рассчитывали по формуле

$$M_{ud} = R_{pd} b h_0^2 \xi_d (1 - 0,5 \xi_d) + R_{sc,d} A_{sp}' (h_0 - a') + R_{sc,d} A_s' (h_0 - a'), \quad (3)$$

При этом использовали значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_d в зависимости от области деформирования, в которой находится напрягаемая и ненапрягаемая арматура в сечении.

Расчетные динамические сопротивления бетона

на сжатие R_{bd} в зависимости от номера предельного состояния (I, II или III) элемента рекомендуется вычислять по формуле

$$R_{bdj} = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bcj}} \gamma_{b9j} \quad (4)$$

где R_{bn} - нормативные сопротивления бетона по прочности на сжатие по СНиП; γ_{bcj} - коэффициенты надежности по бетону; $\gamma_{bc1}=1,15$; $\gamma_{bc2}=1,0$; $\gamma_{bc3}=1,0$; γ_{b9j} - коэффициенты динамического упрочнения бетона, принимаемые равными: для предельного состояния I - $\gamma_{b91}=1,30$; для предельного состояния II - $\gamma_{b92}=1,75$; для предельного состояния III - $\gamma_{b93}=1,20$.

Сопоставление экспериментальных и расчетных данных при определении степени упрочнения бетона при кратковременных динамических нагрузках показали, что использование рекомендуемых в формуле (4) коэффициентов дает несколько завышенные динамические сопротивления бетона. Так, для предельного состояния I расчетная динамическая прочность бетона должна 1,13 раза превышать статическую, а в предельном состоянии III - в 1,2 раза. В то же время опыты показали, что в начале разрушения сжатой зоны коэффициент динамического упрочнения составил 1,07...1,11. Вследствие этого, в расчетах по предельному состоянию Ia были использованы сопротивления бетона, полученные при статических испытаниях. Для предельного состояния III в расчет вводили фактические величины динамических сопротивлений бетона, полученных в опытах.

За расчетные динамические сопротивления арматуры растяжению R_{sdlk} рекомендуется принимать значения: условного предела упругости - R_{sd1} ; условного или физического предела текучести - R_{sd2} ; временного сопротивления - R_{sd3} . Расчетные динамические сопротивления арматуры растяжению R_{sdlk} рекомендуется определять по формуле

$$R_{sdlk} = \frac{R_{sn}}{\gamma_{sdk}} \gamma_{s9} \gamma_{sk} \quad (5)$$

где R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры растяжению по СНиП; γ_{sk} - соотношение между напряжениями в характерных точках диаграммы растяжения арматуры и условным или физическим пределом текучести при динамической нагрузке (γ_{s1} определяет отношение условного предела упругости, а γ_{s2} - временного сопротивления к пределу текучести; $\gamma_{s2}=1,0$); γ_{sdk} - коэффициент надежности по арматуре при динамическом нагружении; γ_{s9} - коэффициент динамического упрочнения арматуры при растяжении.

Нормативные сопротивления арматуры растяжению определяли по среднему значению физического $\bar{\sigma}_1$ или условного $\bar{\sigma}_{0,2}$ предела текучести и по среднему значению коэффициента вариации, который для арматуры класса А-III составляет $\bar{\nu}_{\sigma_1} = 0,09$, для арматуры класса А-IV - $\bar{\nu}_{\sigma_{0,2}} = 0,026$. Обеспеченность

для нормативных сопротивлений принята $P=0,95$. Динамические сопротивления арматуры вычисляли по формуле (5) при следующих значениях коэффициентов: для арматуры А-III: в предельном состоянии Ia $\gamma_{sd1}=1,1$; $\gamma_{s9}=1,25$; $\gamma_{sk}=0,8$; в предельном состоянии III

$\gamma_{sd3}=1,1$; $\gamma_{s9}=1,25$; $\gamma_{sk}=1,1$; для арматуры А-IV соответственно: $\gamma_{sd1}=1,1$; $\gamma_{s9}=1,05$; $\gamma_{sk}=0,8$ и $\gamma_{sd3}=1,0$; $\gamma_{s9}=1,15$.

Расчетные динамические сопротивления арматуры сжатию рекомендуется принимать равными соответствующим расчетным динамическим сопротивлениям арматуры растяжению на уровне условного или физического предела текучести R_{sd2} , но не более 450 МПа. В расчетах принята величина $R_{sc,d}=450$ МПа, т.к. для сжатой арматуры класса А-III значение $R_{sd2}=501$ МПа > 450 МПа.

Проверку прочности расчетного сечения прямоугольного профиля по формуле (3) при заданном предельном состоянии, размерах сечения и армировании производили в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона, определяемой по формуле

$$\xi_{d1} = \frac{\sigma_{sd} A_{sp} + \sigma_{sd} A_s - R_{sc,d} A_{sp} - R_{sc,d} A_s}{R_{bd} b h_0} \quad (6)$$

Для предельного состояния Ia расчетное сопротивление арматуры изменяется в интервале $R_{sd1} \leq \sigma_{sd} \leq R_{sd2}$, а относительная высота сжатой зоны - в интервале $\xi_{Rd1} \leq \xi_d \leq \omega_{d1}$.

На первом этапе расчета определяли значения ξ_{Rd1} по формуле

$$\xi_{Rd1} = \frac{\omega_{dj}}{1 + \frac{\sigma_{sRdj}}{\sigma_{scu}} (1 - \omega_{dj} / 1,1)} \quad (7)$$

а ω_{d1} - по формуле $\omega_d = 0,85 - 0,06 R_{bd}$.

и с учетом вычисленных величин находим напряжения в растянутой напрягаемой и ненапрягаемой арматуре по формуле

$$\sigma_{sd1} = \frac{450}{1 - \omega_{d1}} \left(\frac{\omega_{d1}}{\xi_{Rd1}} - 1 \right) \quad (9)$$

Затем, после подстановки величин напряжений σ_{sd1} в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре по формуле (6), определяли относительную высоту сжатой зоны бетона ξ_d , которую сопоставляли с указанным выше диапазоном изменения в состоянии Ia: $\xi_{Rd1} \leq \xi_d \leq \omega_{d1}$.

Для предельного состояния III относительную высоту сжатой зоны ξ_d вычисляли по формуле

$$\xi_d = \frac{R_{sd3} A_{sp} + R_{sd3} A_s - R_{sc,d} A_{sp} - R_{sc,d} A_s}{R_{bd3} b h_0} \quad (10)$$

значение которой затем подставляли в формулу (3) для определения несущей способности нормальных сечений в этом предельном состоянии.

Теоретические значения остаточных изгибающих моментов M_1 и M_2 находим по формулам (1) и (2).

Исследования показали, что динамическая прочность балок со смешанным армированием повышается по сравнению со статической прочностью на 19...20%.

Отношение опытных остаточных изгибающих моментов до обрыва высокопрочной арматуры к моменту, соответствующему началу разрушения сжатой зоны M_1/M_{ud3} составило: для балок серии I-0,89; II-0,91; серии III-0,59 и серии IV-0,56. Как видим, здесь существенное значение имеет процент армиро-

вания: при малом проценте армирования ($\xi < 0,2$) снижение несущей способности находится в пределах 10%. В то же время при $\xi > 0,2$ снижение несущей способности составляет более 40%. Очевидно, в опытах с балками со смешанным армированием меньшее снижение несущей способности после начала разрушения сжатой зоны происходит за счет наличия мягкой арматуры класса А-III, повышающей резерв сопротивляемости конструкций кратковременным динамическим нагрузкам.

Анализ результатов расчета и сопоставление их с экспериментальными данными (см. рисунок) показывает, что предложенная методика расчета достаточно полно и точно описывает работу железобетонных элементов со смешанным армированием при однократных динамических нагрузках высокой интенсивности. При этом расчетные величины изгибающих моментов, определяющие прочность нормальных сечений на всех этапах нагружения, меньше опытных (см. рисунок). Это соответствует основному требованию, предъявляемому к расчетному аппарату ($M_{удj}^{он} / M_{удj}^{pac} \geq 1$) и определяет надежность методики расчета.

Влияние возможного случайного однократного динамического нагружения эксплуатационного уровня на прочность элементов со смешанным армированием исследовано автором [1]. Было испытано пять балок с различными значениями коэффициента смешанного армирования $k_p = 0,35 \dots 1,0$. Подробные сведения о параметрах испытанных образцов приведены в работах [1, 2]. Испытания балок при действии по-

чести. Разрыв стержневой арматуры или проволок канатов не происходил. Испытания балок статической нагрузкой после 400000 циклов динамического нагружения показывают, что динамическая нагрузка оказывает незначительное влияние на остаточную прочность образцов. Незначительное снижение прочности (в пределах 2...3%) наблюдалось в балках с высокими коэффициентами смешанного армирования $k_p = 1,0; 0,72$ и $0,68$. В образцах с низкими коэффициентами смешанного армирования $k_p = 0,39$ и $0,35$ снижение прочности не зафиксировано.

Расчет несущей способности балок по формуле

$$M_{tot} = \pm R_b S_b \pm \Sigma \sigma_{si} S_{si} \quad (11)$$

показал удовлетворительную сходимость теоретических и экспериментальных результатов. В таблице приведены основные характеристики испытанных балок, а также значения разрушающих моментов, полученных опытным и расчетным путем.

Как видно из таблицы, статическая прочность балок после воздействия кратковременных динамических нагрузок эксплуатационного уровня сохраняется при количестве циклов,

составляющих 80% от числа циклов, приводящих к усталостному разрушению. Так, в балках серии I при $N=502$ тыс. циклов, вызывающих усталостное разрушение, после $N=400$ тыс. циклов статические испытания показали снижение прочности всего на 3%, что находится в пределах погрешности измерений.

Шифр образца	k_p	R_b , МПа	b , мм	h , мм	ξ	Прочность нормальных сечений, кНм			$\frac{M_u^{cm1}}{M_u^{cm}}$	$\frac{M_u^{cm1}}{M_u^m}$
						M_u^{cm}	M_u^{cm1}	M_u^m		
БI-2-1	0,68	47,4	200	300	0,188	123,0	120,5	121,4	0,980	0,993
БII-2-1	0,72	48,0	203	303	0,169	120,0	117,5	119,6	0,980	0,982
БIII-3-0	1,0	46,0	200	300	0,211	122,0	118,0	121,2	0,967	0,974
БIV-1-2	0,35	46,6	200	301	0,180	122,8	122,8	122,2	1,000	1,005
БV-1-2	0,39	46,5	204	304	0,152	111,0	111,0	114,0	1,000	0,974

Примечания: M_u^{cm} - опытные разрушающие моменты при испытании балок статической нагрузкой; M_u^{cm1} - то же, при испытании балок статической нагрузкой после $0,4 \cdot 10^6$ циклов однократной динамической нагрузки; M_u^m - расчетные значения изгибающих моментов

вторяющихся нагрузок производили при постоянных значениях коэффициента асимметрии цикла $r_M = 0,636$, частоты $\omega = 540$ кол/мин (9 Гц) и амплитуды $A_M = (0,42 \dots 0,66) M_u$ вынужденных колебаний. После $0,4 \cdot 10^6$ циклов нагружения балки были разгружены полностью и через сутки испытаны до разрушения поэтапной статической нагрузкой.

Исследования показали, что характер разрушения образцов после 400000 циклов нагружения был такой же, как и балок, испытанных кратковременной статической нагрузкой. При этом в предварительно напряженной и в ненапряженной арматуре напряжения достигали условного или физического предела теку-

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. Байрамуков С. Х. Оценка надежности железобетонных конструкций со смешанным армированием. М.: Academia, 1998. - 168 с.
3. Попов Н. Н., Чарьев М. Разрушение железобетонных балок со смешанным армированием // Бетон и железобетон. - 1991. - № 11. - С. 4 - 5.

Прочность преднапряженных изгибаемых элементов, армированных холоднокатаной проволокой

В НИИЖБе проведены исследования высокопрочной проволоки с периодическим профилем повышенной анкерующей способности* (рис. 1), разработанным совместно с Магнитогорским горно-металлургическим институтом, Белорецким металлургическим комбинатом и ВНИИМетизом. Опытные партии проволоки диаметром 5 и 7 мм были изготовлены на Белметкомбинате по технологии трехосной холодной прокатки, разработанной в МГМИ.

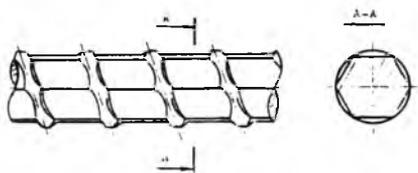


Рис. 1. Периодический профиль высокопрочной арматурной проволоки по а.с. 1028812

Ранее были опубликованы данные о прочностных и реологических характеристиках холоднокатаной проволоки (ХКП), длине зоны передачи напряжений и трещиностойкости армированных ею конструкций [1]. В настоящей статье представлены результаты анализа прочности нормальных сечений 14 предварительно напряженных опытных балок номинальным размером $b \times h \times l_0 = 12 \times 20 \times 210$ см, армированных ХКП диаметром 5 и 7 мм, изготовленных из тяжелого бетона естественного твердения средней призмочной прочностью 20,2 и 29,2 МПа. Коэффициент ар-

мирования балок изменялся в пределах 0,33...0,71%.

Маркировка балок включала в себя условные обозначения: прочности бетона (Б2 и Б3); вида и диаметра напрягаемой проволоки (ХК5 и ХК7); группы балок по коэффициенту армирования в порядке увеличения (I, II и III); номер балки-близнеца в группе (-1 и -2).

Испытание балок проводили поэтапным нагружением двумя равными силами в третях пролета. За момент разрушения балок принимали наибольшую величину внешней нагрузки, достигнутую в испытании перед выколом бетона сжатой зоны или разрывом растянутой арматуры.

Разрушение опытных балок, как правило, происходило по бетону сжатой зоны. Однако в балках с относительной степенью армирования $\xi_{0,2}/\xi_R \leq 1$ ширина раскрытия трещин непосредственно перед разрушением достигала 1 мм и более. Это характеризует высокий уровень развития пластических деформаций в арматуре растянутой зоны и позволяет сделать вывод об одновременном достижении предельной стадии растянутой арматурой и сжатым бетоном.

В балке БЗХК51-2 исчерпание несущей способности было вызвано разрывом растянутой арматуры с выколом бетона сжатой зоны. Разрыв арматуры имел пластичный характер и сопровождался образованием шеек.

В образцах с высокой степенью армирования разрушению предшествовало зажатие вершин трещин, что свидетельствует о развитии сжатой зоны в глубь сечения. Это наблюдение подтверждено показаниями тензодатчиков, расположенных на боковой поверхности балок. Здесь разрушение носило внезапный характер и, как

правило, брало начало не от наиболее сжатой грани балки, а вблизи нейтральной оси сечения.

Расчеты прочности испытанных балок проведены по Методике СНиП 2.03.01 и по предложениям, учитывающим диаграмму состояний арматуры в аналитическом виде, что является одним из условий современных методов расчета железобетона. В расчетах использовали фактические характеристики арматуры, бетона и нормальных сечений балок.

Мы рассмотрели следующие предложения:

Методика 1. В работе [2] полные деформации высокопрочной арматуры на упруго-пластическом участке диаграммы представлены в виде

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{el}}{E_s} + \frac{\sigma_s - \sigma_{el}}{E_s - n(\sigma_s - \sigma_{el})}, \quad (1)$$

где σ_s и ε_s — действующие в арматуре напряжения и деформации; σ_{el} — условная граница между упругим и упруго-пластическим участками диаграммы; n — параметр, обеспечивающий прохождение расчетной диаграммы из точки с координатами $(\sigma_{el}, \varepsilon_{el})$ через точки $(\sigma_{0,2}, \varepsilon_{0,2})$ и $(\sigma_U, \varepsilon_U)$.

Условно Методику 1, применительно к описанию диаграммы состояний арматуры, можно назвать методом секущего модуля.

В расчете прочности нормальных сечений изгибаемых элементов по Методике 1 [2] использована зависимость (67) СНиП, преобразованная к деформационному виду, и условная прямоугольная эпюра предельных напряжений в сжатом бетоне согласно действующим Нормам.

В нашем случае Методика 1 несколько переоценивает прочность опытных балок. Одной из причин этого мы считаем некоторое завышение сопротивлений ХКП развитию малых пластичес-

* А.с. 1028812 СССР, МКИ Е04 С5/03. Арматурная проволока периодического профиля/Б.А.Никифоров, Вен.А.Харитонов, Вик.А.Харитонов и др. (СССР)//Открытие. Изобретения. — 1983. — № 26. — С.99.

Таблица 1

Точки проверки	Опытные данные				Расчетные данные по Методикам					
	$\sigma_{гр}$, МПа	β_s	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\varepsilon_{pl} \times 10^5$	1		2		3	
					$\varepsilon_{pl} \times 10^5$	$\Delta, \%$	$\varepsilon_{pl} \times 10^5$	$\Delta, \%$	$\varepsilon_{pl} \times 10^5$	$\Delta, \%$
σ_{el}	1314	0,828	633	0	0	0	0	0	0	0
$\sigma_{0,02}$	1406	0,886	697	20	10	-50	8	-60	8	-60
$\sigma_{0,05}$	1486	0,936	765	50	49	-20	50	0	50	0
$\sigma_{0,1}$	1541	0,971	842	100	107	7	114	14	114	14
$\sigma_{0,2}$	1587	1	964	200	200	0	200	0	200	0
$\sigma_{0,3}$	1610	1,014	1075	300	269	-10	272	-9	294	-2
$\sigma_{0,4}$	1624	1,023	1182	400	327	-18	377	-6	401	0
$\sigma_{0,5}$	1634	1,029	1287	500	377	-25	500	0	500	0
$\sigma_{0,6}$	1642	1,035	1391	600	426	-29	643	7	599	0
$\sigma_{0,7}$	1648	1,038	1494	700	465	-34	757	8	674	-4
σ_u	1723	1,086	2950	2120	2120	0	2120	0	2120	0

ких деформаций при принятом здесь аналитическом отображении ее диаграммы.

Методика 2. Согласно [3], развитие пластических деформаций арматурной стали, не имеющей площадки текучести, может быть отображено кубическим сплайном

$$\varepsilon_{pl,i} = \sum_{j=1}^{N_j} m_j (\beta_s - \eta_j)^{n_j}, \quad (2)$$

где $N_j = 1, 2, 3$ — номер интервала, в котором оценивается пластическая деформация; m_j, n_j — параметры, определяемые из условия плавного очертания кривой при прохождении через опорные точки; β_s — уровень действующего напряжения относительно $\sigma_{0,2}$; η_j — уровень i -ой опорной точки относительно $\sigma_{0,2}$.

Опорными точками здесь приняты $\sigma_{el}, \sigma_{0,2}, \sigma_{0,5}, \sigma_u$, где

$$\sigma_{el} = (1 - 2,7 \frac{\sigma_{0,2} - \sigma_{0,05}}{\sigma_{0,2}}) \sigma_{0,2}. \quad (3)$$

Для высокопрочной горячекатаной арматуры удовлетворительное совпадение действительной и расчетной диаграмм состояний происходит при использовании "полного" кубического сплайна ($n_1 = n_2 = n_3 = 3$).

Для расчета прочности нормальных сечений изгибаемых элементов по Методике 2, в соответствии с [4], использована гипотеза плоских сечений. Приняты средняя предельная деформация сжатия

бетона 0,31%, коэффициент $\psi_s = 0,95$ и прямоугольная эпюра предельных напряжений в сжатом бетоне. Также учтен параметр j , по своему физическому смыслу связанный с коэффициентом полноты эпюры сжимающих напряжений в бетоне. Расчет по Методике 2 незначительно переоценивает прочность опытных балок.

Методика 3. В работе [5] показано, что для описания диаграммы состояний высокопрочной стальной арматуры в зависимости (2) возможны показатели степени n_2 и n_3 менее 3. Проведенный нами математический анализ позволил сделать вывод, что применительно к ХКП наиболее удовлетворительное совпадение опытных

и расчетных данных достигается при $n_2=2$ и $n_3=3$ ("неполный" кубический сплайн). Необходимость изменения степени второго члена сплайна продиктована, по нашему мнению, соотношением координат опорных точек диаграммы ($\sigma_{0,2}, \varepsilon_{0,2}$), ($\sigma_{0,5}, \varepsilon_{0,5}$) и (σ_u, ε_u).

Данные по фактической диаграмме состояний ХКП диаметром 5 мм и сопоставление их с расчетными по изложенным выше Методикам приведены в табл. 1.

Расчет прочности балок по Методике 3 проводили исходя из гипотезы плоских сечений. В отличие от рассмотренных ранее Методик для учета эпюры напряжений в сжатом бетоне здесь была принята расчетная схема [6], предполагающая на предельной стадии работы сечения упругое развитие напряжений в бетоне от нейтральной оси до $\bar{\varepsilon}_{b,el} = 0,15\%$ и постоянное напряжение $\sigma_b = R_b$ при деформациях от $\bar{\varepsilon}_{b,el}$ до $\bar{\varepsilon}_{b,u} = 0,35\%$ (трапециевидная эпюра напряжений в сжатом бетоне). Мы использовали модификацию этой схемы, предусматривающую преднапряженное армирование как растянутой, так и сжатой зоны сечения балок (рис.2), и итерационный расчет по предельным напряжениям в арматуре растянутой зоны с исходной позиции $\sigma_{0,2}$. Значения усилия в сжатой зоне бетона N_b и его плеча z_b относительно оси арматуры растянутой зоны были определены с

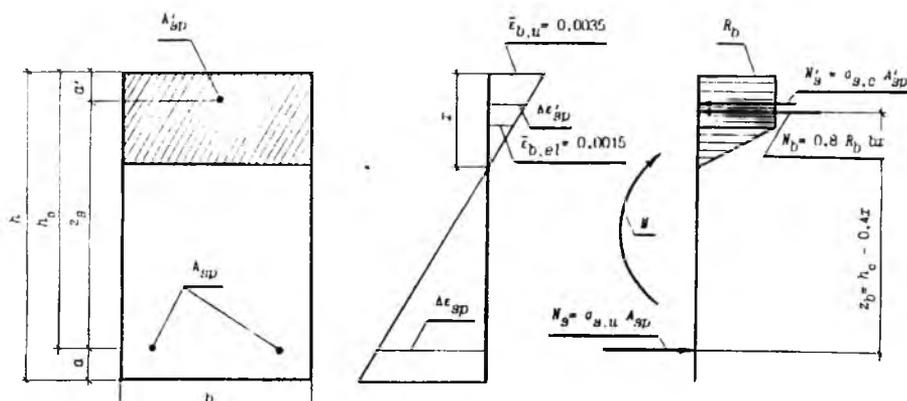


Рис. 2. Эпюры деформаций и напряжений и схема усилий в расчетном сечении опытных балок по Методике 3

Таблица 2

Маркировка балки	Относительная степень армирования $\xi_{0,2}/\xi_R$	Разрушающий момент M , кН·м				
		опытный M_{exp}	расчетный M_{cal} по Методикам			
			СНиП 2.03.01	1	2	3
B2XK51-1	0,650	17,90	18,33	18,84	18,23	17,99
B2XK51-2	0,680	17,90	18,19	18,68	18,07	17,83
B2XK5П-1	0,847	20,75	21,12	21,37	20,53	20,28
B2XK5П-2	0,901	19,35	20,85	21,00	20,03	19,76
B2XK5Ш-1	1,080	23,05	23,08	23,44	22,17	21,70
B2XK5Ш-2	1,093	20,75	22,91	23,33	22,03	21,52
B3XK51-1	0,527	19,70	19,45	20,14	19,56	19,39
B3XK51-2	0,552	19,05	19,32	20,00	19,43	19,25
B3XK71-1	0,527	18,30	19,34	20,02	19,12	18,99
B3XK71-2	0,527	19,05	19,42	20,09	19,21	19,05
B3XK7П-1	0,786	24,55	25,75	26,06	25,01	24,76
B3XK7П-2	0,791	24,55	25,56	25,86	24,80	24,56
B3XK7Ш-1	1,071	29,35	32,08	32,52	30,24	29,89
B3XK7Ш-2	1,101	27,95	31,14	31,83	29,63	29,30

Таблица 3

Оценка расчета	Методика				
	СНиП 2.03.01		1	2	3
	$\xi_{0,2} \leq \xi_R$	$\xi_{0,2} > \xi_R$			
Среднее значение M_{exp}/M_{cal}	0,971	0,930	0,938	0,982	0,995
Коэффициент вариации v , %	2,51	5,04	3,52	2,75	2,78

учетом геометрических соотношений эпюр деформаций и напряжений.

Для балок с $\xi_{0,2} \leq \xi_R$ расчет прочности нормальных сечений по Методике СНиП проведен согласно п.п.3.10...3.15 Норм.

Расчет балок, характеризующихся $\xi_{0,2} > \xi_R$, был выполнен по общему случаю, предусмотренному п.3.28 Норм. Проверку правильности полученных здесь результатов осуществляли по приближенному методу, допускаемому п.3.17 СНиП.

Опытные данные о несущей способности балок, армированных ХКП, и результаты их расчета по изложенным Методикам представлены в табл.2.

Результаты сопоставления опытных и расчетных данных о прочности балок, армированных высокопрочной холоднокатаной проволокой с новым периодическим профилем, приведены в табл.3 и показаны на рис.3. Из их рассмотрения следует, что расчет по Методике 3 практически совпадает с экспериментальными данными.

Библиографический список

1. Мамедов Т.И., Короткий А.С. Высокопрочная проволока с новым периодическим профилем//Бетон и железобетон. — 1990. — № 6. — С. 14–16.
2. Мамедов Т.И. Расчет прочности нормальных сечений с использованием диаграммы арматуры//Бетон и железобетон. — 1988. — № 8. — С. 22–25.
3. Байков В.Н., Мадатян С.А., Дудолов Л.С., Митасов В.М. Об уточнении аналитических зависимостей диаграмм растяжения арматурных сталей//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. — 1983. — № 9. — С.1–5.
4. Мадатян С.А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. — М., Стройиздат, 1980. — 196 с.
5. Мадатян С.А. Диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали в состоянии поставки//Бетон и железобетон. — 1985. — № 2. — С.12–13.
6. Залесов А.С. Особенности учета свойств арматуры при расчете железобетонных конструкций//Тез. Докл. 3-ей науч.-техн. конф. — Ассоциация "Железобетон". — М., 1996. — С.6–7.

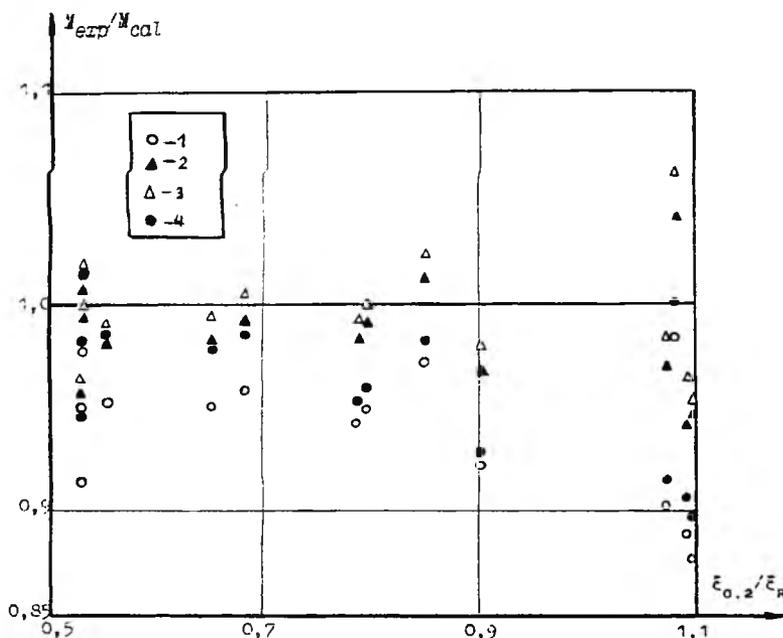


Рис. 3. Сопоставление экспериментальной и расчетной несущей способности опытных балок

1 — Методика 1; 2 — Методика 2; 3 — Методика 3; 4 — Методика СНиП 2.03.01

А.Я. ИСАЙКИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Несущая способность и оценка надежности систем "грунт-сваи-сооружение"

Оценка несущей способности и надежности систем "грунт-сваи-сооружение" (для сокращения - "сваи-сооружение") в настоящее время является очень актуальной задачей. Этой проблемой занимались и занимаются большое количество исследователей. Однако до настоящего момента еще не созданы достаточно простые для практического применения методы, позволяющие с достаточной точностью определять несущую способность и оценивать надежность таких систем. Поэтому целью данной работы является разработка именно инженерного метода, обладающего простотой, доступностью и наглядностью.

Для решения поставленной задачи используем метод предельного равновесия в кинематической постановке. Примем следующие предпосылки и определения: 1) продавливание ростверка колонной или сваями исключается; 2) разрушение по любому наклонному сечению невозможно; 3) образование пластического шарнира в каком-либо сечении считаем за его отказ; 4) за отказ любой сваи по грунту принимается ее срыв (неограниченная осадка при практически постоянной нагрузке); 5) за отказ всей системы "сваи-сооружение" принимается образование любого кинематического механизма из множества возможных.

В.П. Фатиевым [6] (Яросл. Госуд. Технич. Ун.) разработана деформационная модель для расчета свайных кустов по диаграммам испытания натурных и эталонных свай. Принимались: действительные диаграммы "нагрузка - осадка"; трехлинейные и двухлинейные диаграммы (полное подобие диаграммы Прандтля). Расчеты показывают, что несущая способность куста свай незначительно зависит от принятого вида диаграммы. Поэтому пятое предположение

можно считать полностью оправданным.

Под пластическим шарниром будем понимать как шарнир вращения, так и линейный шарнир [5]. В классическом понимании несущая способность сваи - это такое сопротивление сваи, при котором ее осадка начинает возрастать практически без увеличения нагрузки. Опыт показывает, что сваю любых размеров и в любых грунтах можно довести до исчерпания ее несущей способности, если до этого не произойдет разрушения самой сваи [1]. Поэтому, с некоторой условностью, за подобие линейного пластического шарнира можно принять срыв сваи.

Разрушение верхней части системы "сваи-сооружение" может произойти по какому-либо механизму и без участия свай. Обратного эффекта не наблюдается (кроме равномерной осадки всего сооружения). Однако, с точки зрения теории вероятностей, равномерная осадка всего сооружения - это практически невозможное событие (если только под сооружением не понимать один ростверк, или если сооружение - это абсолютно жесткое тело).

Таким образом, отмечается связь между несущей способностью свай (или группы свай) с несущей способностью верхней части системы "сваи-сооружение".

Представим себе какой-нибудь кинематический механизм, включающий в себя определенную группу свай и группу критических сечений, элементов или связей системы "сваи-сооружение". Только при условии, что группа свай и элементов системы находятся в состоянии отказа, возможно возникновение кинематического механизма. Назовем такие механизмы простейшими схемами разрушения (ПСР) [2]. Некоторые простейшие схемы для рамных кон-

струкций и панельных зданий показаны на рис. 1 и 2.

Пусть количество всех возможных ПСР будет равно m , количество всех элементов верхней части системы - n , количество свай системы - k , а количество связей в системе - s (для панельных зданий). Рассмотрим

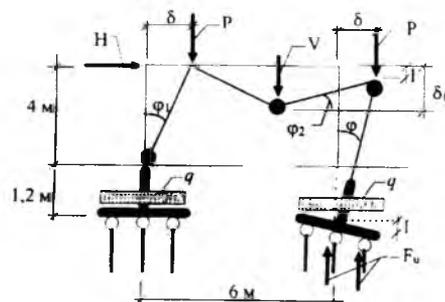


Рис. 1. Схема разрушения системы "грунт-сваи-рама"

какую-либо ПСР, например - j . Обозначим работу, совершаемую внешней нагрузкой F_a возможных перемещениях j -той ПСР - W_j , а работу внутренних усилий - U_j . Работа внутренних усилий U_j может быть определена по формуле

$$U_j = \sum_{i \in j} M_{ui} \cdot \vartheta_{ji} + \sum_{s \in j} S_{us} \cdot \delta_{js} + \sum_{f \in j} F_{uf} \cdot y_{jf}; \quad (1)$$

где M_{ui} , S_{us} , F_{uf} - соответственно предельный изгибающий момент, воспринимаемый i -тым критическим сечением; предельное усилие, воспринимаемое связью s ; предельное усилие, воспринимаемое свайей f ; ϑ_{ji} , δ_{js} , y_{jf} - соответственно угол раскрытия i -го пластического шарнира для j -й схемы, перемещения связи s для j -й схемы и перемещение сваи f . Индексы под знаками сумм означают, что суммирование распространяется

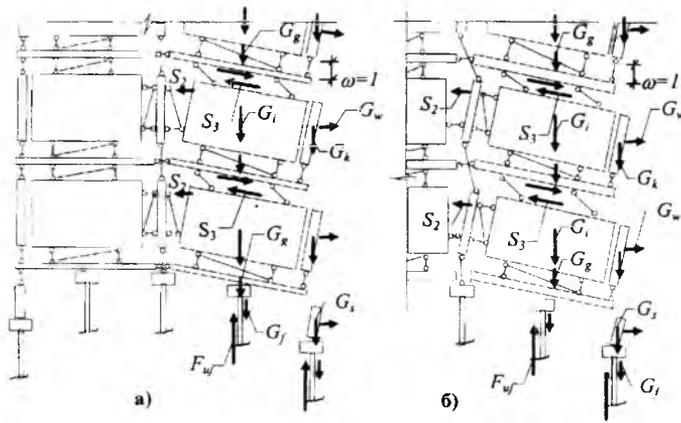


Рис. 2. Варианты локальных схем разрушения панельных зданий

а — механизм с достижением предельного состояния в растянутых связях S_2 между вертикальными панелями; б — механизм с достижением предельного состояния в связях сдвига S_3 между стеновыми панелями и плитами перекрытия с поворотом стеновых панелей

по всем критическим сечениям, связям и сваям, входящих в состав схемы j .

Условием достаточности несущей способности системы "свай-сооружение" по схеме j будет $U_j \geq W_j$. Тогда, согласно метода предельного равновесия в кинематической постановке за несущую способность системы принимается наименьшее из значений несущих способностей, вычисленных по всем схемам разрушения. Причем несущая способность всех схем выражается через какой-нибудь единый параметр нагрузок [5].

Схемы разрушения панельных зданий различных конструктивных схем подробно описаны в [3]. Там же описана методика определения несущей способности верхней части панельных зданий с учетом возникновения пластических шарниров в перекрытиях и стенах, а также с учетом работы всех связей. Для учета работы группы свай, принадлежащей рассматриваемой схеме, по перемещениям верхней части сооружения определяются осадки каждой сваи группы. Затем вычисляется работа внутренних усилий рассматриваемой схемы разрушения.

Определим надежность системы "свай-сооружение" как вероятность ее неразрушения ни по одной простейшей схеме из всех возможных [2]. Вероятность неразрушения системы по схеме j определим как вероятность выполнения следующего неравенства

$$\tilde{U}_j - \tilde{W}_j > 0 \quad (2)$$

где \tilde{U}_j, \tilde{W}_j - случайные величины работ на возможных перемещениях схемы j соответственно внутренних усилий и внешней нагрузки.

Надежность системы "свай-сооружение" может быть оценена по формуле [2]

$$R_c = \prod_{j=1}^m R_j, \quad (3)$$

где R_j - вероятность выполнения неравенства (2) для схемы j ; R_c - надежность системы.

Покажем на примере порталной рамы возможность применения описанной методики. Проведем частичный вероятностный расчет монолитной порталной рамы (см. рис. 1).

Пусть пролет и высота рамы будут равны соответственно 6 и 4 м. Размеры сечений элементов рамы приняты: для стоек - $b \cdot h = 300 \cdot 400$ мм; для ригеля - $b \cdot h = 300 \cdot 700$ мм. Сечения армированы следующим образом: нижние и верхние сечения стоек - $A_s = A'_s = 1140 \text{ мм}^2$ (3 \varnothing 22 А-III); опорные сечения ригеля - $A'_s = 628 \text{ мм}^2$ (2 \varnothing 20 А-III), $A_s = 1963 \text{ мм}^2$ (4 \varnothing 25 А-III); пролетное сечение ригеля - $A'_s = 226 \text{ мм}^2$ (2 \varnothing 12 А-III), $A_s = 1963 \text{ мм}^2$ (4 \varnothing 25 А-III).

Фундамент свайный, состоящий из 6 свай квадратного сечения 300-300 мм и монолитного ростверка. Количество свай в кустах определено по СНиП [4]. Сваи и ростверк соединены шарнирно. Высота ростверка - 1,2 м.

Рама и ростверк изготовлены из бетона класса В15 с характеристиками: расчетное сопротивление - $R_b = 8,5 \text{ МПа}$; математическое ожидание прочности бетона - $m_b = 14,3 \text{ МПа}$; среднее квадратическое отклонение σ_b .

Арматура имеет характеристики: $R_s = 365 \text{ МПа}$; $m_s = 430 \text{ МПа}$; $\sigma_s = 21,5 \text{ МПа}$.

Дадим единичное перемещение центра правого свайного куста. Для рассматриваемой схемы примем неподвижными крайне левый ряд свай правого куста. Второй куст считаем неподвижным. Составим стохастическое неравенство типа (2). Для этой цели сначала запишем отдельно \tilde{U} и \tilde{W} для рассматриваемой схемы разрушения.

$$\tilde{U} = 1,3684 \tilde{M}_{u1} + 0,16667 \tilde{M}_{u2} + 0,88597 \cdot \tilde{M}_{u6} + 5,0 \cdot \tilde{F}_u;$$

$$\tilde{W} = \delta \cdot \tilde{H} + \delta_1 \cdot \tilde{V} + 1,9 \cdot \tilde{q} + 1 \cdot \tilde{p}.$$

Коэффициенты при случайных величинах определены из геометрических соображений из условия осадки центра правого куста сваи на 1.

Пусть несущая способность свай по грунту будет 300 кН, математическое ожидание - $m_f = 430 \text{ кН}$, а среднее квадратическое отклонение несущей способности - $\sigma_f = 43 \text{ кН}$.

Все нагрузки приняты в виде нормально распределенных независимых величин. Для всех нагрузок принят единый коэффициент вариации, равный 0,15. На рис. 1 показанные нагрузки имеют следующие математические ожидания: $m_h = 95 \text{ кН}$, $m_v = 200 \text{ кН}$, $m_p = 1000 \text{ кН}$.

При таких условиях, математическое ожидание работы внешней нагрузки равно - 2320,334 кН·м, а среднее квадратическое отклонение - 207,6759 кН·м.

Вероятностный расчет, проведенный на ЭВМ дает следующие результаты: вероятность неразрушения системы "свай-сооружение" по рассматриваемой схеме - $R = 0,9999646433$, характеристика безопасности $\beta = 5,0513$.

Аналогичным образом определяются вероятности неразрушения системы по всем остальным возможным схемам разрушения. Вероятность не-

разрушения всей системы подсчитывается по формуле (3).

Таким образом, появляется реальная возможность не только определять несущую способность, но и оценивать надежность систем "свайсооружение".

Библиографический список

1. Бахолдин Б.В., Гольфельд И.Г., Фаянц Б.Л. О вероятностно-статистическом методе

при определении проектной нагрузки на сваю / Свайные фундаменты: Сб. науч. тр./НИИОСП им. Н.М.Герсеванова — М.: Стройиздат, 1975. — С. 153–157.

2. Краковский М.Б., Исайкин А.Я. Оценка надежности статически неопределимых стержневых конструкций./Пространственные конструкции в Красноярском крае. Межвузовский сборник. — Красноярск, 1986, С. 97–102.

3. Пособие по проектированию жилых зданий/ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры Вып.3 Конструкции жилых зданий (к

СНиП 2.08.01.–85). — М.: Стройиздат, 1989 — 304 с.

4. СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты

5. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений Расчетно-теоретический. В двух кн. Кн.2. Под ред. А.А.Уманского. Изд. 2-е — М.: Стройиздат, 1973. — 416 с.

6. Фатиев В.П. Проектирование свайных кустов с учетом влияния коэффициента вариации несущей способности свай на строительной площадке /Яр.ЦНТИ, Информ. л. № 1–97, серия Р97.23.13.

ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ

Н.В.КАНЧЕЛИ, главный конструктор ЗАО "Курортпроект"; О.И.ПОНОМАРЕВ, заместитель директора ЦНИИСК им.Кучеренко; Н.Г.МАТКОВ, ведущий научный сотрудник НИИЖБ

Новый способ усиления пилонов Гостиного двора монолитными сердечниками с опорными балками

В последние годы в гражданских и промышленных каркасных зданиях с бетонными поясами стали возрождаться монолитные конструкции (колонны, перекрытия, ригели, диафрагмы жесткости). В НИИЖБе разработан метод расчета монолитного каркаса [1], который дает надежные результаты и принят в ряде международных нормативных документов. Монолитный бетон стали широко применять и в мостостроении [2].

"Курортпроект" и ЦНИИСК им. Кучеренко разработали проект усиления кирпичных пилонов здания Гостиного двора* монолитными железобетонными сердечниками (колоннами) сечением 40х50 см с опиранием их на железобетонные балки сечением 60х100 см силового короба. Сердечники запроектированы под расчетную нагрузку 320 тс из тяжелого бетона класса В25. Бетонирование сердечников выполняли Спецмонтаж Агрисовгаза и Мосспецмонолит при участии ЦНИИСК им.Кучеренко и НИИЖБ. Работы вели в естественных условиях распиленных ниш (размером 50х60 см) в 2- и 3-этажных частях атриума этого здания.

Сердечники с ячейкой каркаса размером в плане 340х440 мм армировались по ярусам продольными стержнями 6Ø28 мм класса А-III, замкнутыми вязаными хомутами

ми Ø8 мм класса А-I, и стыковались внахлестку на длину $30 d_s$ (где d_s — номинальный диаметр стержня) (рис.1). При смещении каркаса по ярусам в пределах 30...40 мм от оси

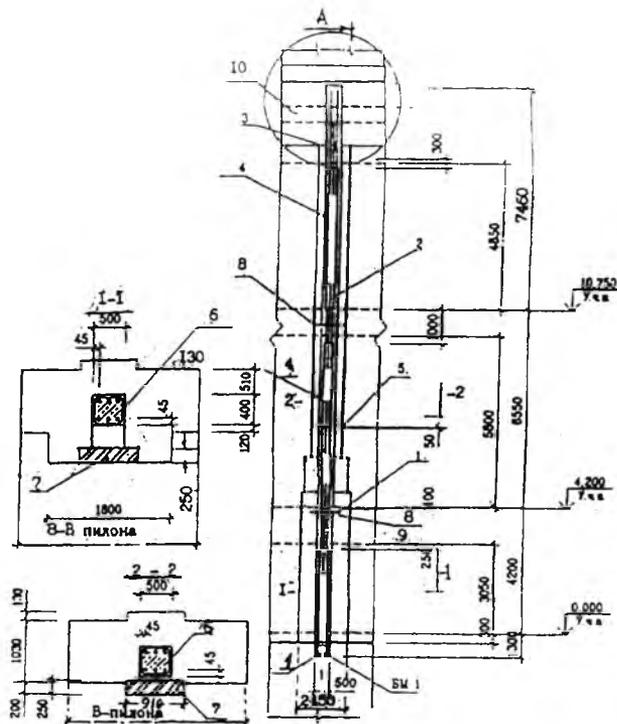


Рис. 1. Конструкция усиления пилонов атриума Гостиного двора монолитными арматурными сердечниками по ярусам бетонирования, создающая в нишах пилонов объемное уплотнение бетоном

Сечения 1–1 и 2–2 — узлы усиления с армированием сердечников по ярусам бетонирования высотой 3,1 м при ширине пилона 1800 мм;

1 — опорные балки БМ-1; 2...6 — арматурные каркасы, смонтированные по ярусам в нишах пилона (с вязаными стыками арматуры внахлестку); 7 — кирпичная кладка, восстановленная опорной балкой; 8 — траверса усиления стены; 9 — затяжка арки; 10 — армированная монолитная обвязочная балка с закладными деталями торца сердечника, с опорами арочно-вантовых ферм, объединенными прогонами и связями

*Это уникальное историческое здание, построенное в деловом центре Москвы около Красной Площади, к настоящему времени сильно обветшало и потребовало капитальной реконструкции.

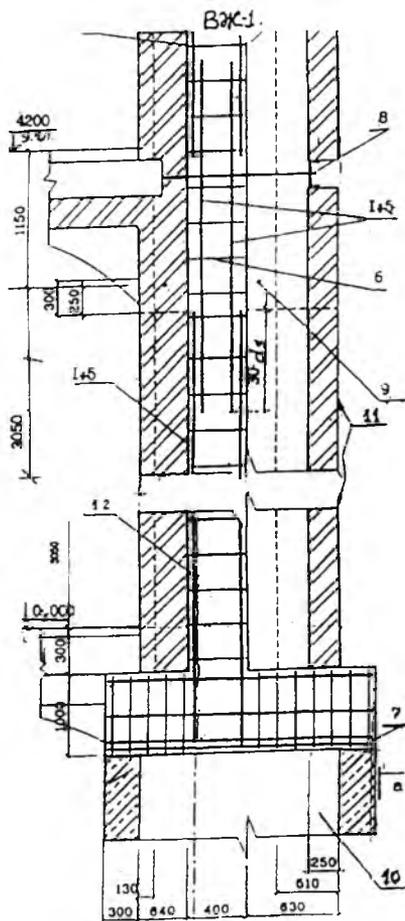


Рис. 2. Арматурный каркас монолитного сердечника БЖ-1 с хомутами и стыкованием продольных стержней с помощью вязаных стыков внахлестку

1.. 5 — стержни арматуры $6 \varnothing 28$ мм класса А-III; 6 — поперечные хомуты $\varnothing 8$ мм класса А-1 (вязаные); 7 — продольное армирование опорной фундаментной балки БМ-1 высотой 1 м ($8 \varnothing 28$ мм класса А-III с хомутами 1000×200 мм $\varnothing 18$ А-III); 8 — траверса усиления (существующая); 9 — затяжка арки; 10 — существующий кирпичный фундамент; 11 — кирпичные пилоны, усиливаемые монолитными сердечниками, создающими объемное обжатие; 12 — внутренние неизвлекаемые провода для электропрогрева бетона сердечника

в узле бетонирования (2-й ярус) дополнительно устанавливали сетки косвенного армирования. Их располагали в виде пакета (7 шт. $\varnothing 12$ мм класса А-III) с ячейками 100×100 мм для усиления и фиксации нового положения арматуры. Для опирания сердечников в нижней части предусмотрены также монолитные опорные балки высотой до 1 м с поперечным армированием, частично сопрягаемые на растворе с существующим фундаментом (рис. 2).

При монтаже арматурного кар-

каса устанавливались внутренние неизвлекаемые провода для прогрева бетона и одновременно в кирпичной кладке перфоратором просверливались 5 наклонных каналов $\varnothing 20$ мм с шагом по высоте через 1,5 м. Каналы с помощью ручного шприца заполнялись цементным раствором марки 100 на поливинилацетате (состав раствора 1:0,15; В/Ц=0,28). При отрицательной температуре в раствор вводили добавку нитрита натрия.

В заполненные раствором каналы устанавливали оцинкованные анкера длиной 600 мм из арматуры класса А-II $\varnothing 12$ мм, которые связывали проволокой с арматурным каркасом. Отверждение поливинилцементного раствора при отрицательной температуре происходило путем электропрогрева каркаса в течение 4–5 ч.

После проверки правильности вертикальной установки арматурного каркаса по ярусам с одной его стороны укрепляли фанерную финскую крупнощитовую опалубку толщиной 21 мм с отверстиями для проводов электропрогрева. Опалубку закрепляли в основании и с боков анкерами, после чего смазывали разведенной мастикой (нигрол 2 части, мыло 2 части и вода 12 частей).

Состав бетонной смеси проектировали по Рекомендациям НИИЖБа с испытанием бетонных кубов в возрасте 28 сут по стандартной методике. Для бетонирования опорных конструкций был подобран уточненный состав бетона класса В30 (кг на 1 м^3): портландцемент (А400) — 450; щебень гранитный — 1150; песок — 570; вода — 157... 165 (в зависимости от влажности песка и щебня); суперпластификатор С-3 — 0,7% или модификатор МБ-01 — 10% от массы цемента. Пластификаторы обеспечивали стабильную подвижность бетонной смеси ($OK_{\text{п}} = 8... 10$ см) и снижение водопотребности с повышением прочности бетона.

Перед бетонированием арматурных каркасов по ярусам в течение 2 ч осуществляли предварительный прогрев арматуры и опалубки. Бетонирование первого опытного сердечника по ярусам выполняли бетонной смесью марки 400, поставленной заводами в

миксерах по $1,5 \text{ м}^3$ с непрерывным г. урешиванием до 3 ч.

В первые ярусы высотой по 3,1 м бетон укладывали порционными бадьями с подачей их краном. Бетонную смесь уплотняли маломощными вибраторами с возмущающей силой до 3500 Н, после чего включали внутренний подогрев через неизвлекаемые провода для всего яруса. Одновременно отбирали бетонную смесь на контрольные кубы, которые прогревали отдельно в формах при тех же температурах ($40... 45^\circ\text{C}$), что и бетонный массив сердечника. Полный цикл электропрогрева бетона в ярусах с подъемом температуры до 45°C при наружной температуре воздуха от -10°C и ниже составлял 50 ч.

Опыт показал, что возведение конструкций из монолитного бетона требует повышенного внимания к подбору его состава, способу его укладки и контролю качества [3], особенно в зимнее время, поскольку этот контроль затруднительно выполнять в условиях стройплощадки.

Прочность бетона при электропрогреве контролировали также путем стандартного расчета в соответствии с фактическим температурным режимом по кривым, построенным для прогреваемых в тех же температурных условиях бетонных кубов размером 10×10 см.

Затем более половины монолитных опорных конструкций (сердечников, стен короба) бетонировались при отрицательной температуре (-15°C и ниже). Их бетонировали также в финской сборнощитовой опалубке, закрепляемой по ярусам. Электропрогрев бетона при пониженных температурах для всех конструкций осуществлялся также неизвлекаемыми проводами, монтируемыми на арматурном каркасе. При этом пользовались добавкой нитрита натрия по рекомендациям НИИЖБа [4]. Технология бетонирования последующих сердечников и стен силового короба с перекрытиями атриума в целях предохранения от расслоения бетонной смеси при ее укладке в ярусы была изменена. Бетонную смесь в сердечники подавали через наклонные короба с укороченными до 1,5 м стальными ру-

кавами с одновременным вибрированием ее не менее 20 мин. Перед укладкой свежего бетона отвердевшие бетонные торцы ярусов и стен специально обрабатывались — снималась цементная пленка, создавалась шероховатая наклонная поверхность и наносился слой цементно-полимерного раствора толщиной 2...3 см (состава цемент 4 кг, вода 1,4 л и добавка МБ-01 0,4 кг). Этот слой раствора обеспечивал монолитность рабочих швов между отвердевшим и свежим бетоном. За счет надежного сцепления этот свежий раствор практически исключил образование холодных швов, внутренних раковин, воздушных полостей. Сочетание слоя раствора с добавками при укладке бетона с короткими бетоноводами (не более 1,5 м) в ярусах позволило исключить расслаиваемость бетона при его укладке.

После набора бетоном прочности по ярусам не менее 15% от проектной произвели демонтаж опалубки забетонированных сердечников. На верхней торце сердечников со стальным листом и стены монолитного опорного короба с распределенными балками установили стальные несущие большепролетные фермы со светопрозрачным покрытием из пакета стеклоблоков [5]. В составе здания Гостиного двора забетонировано свыше 70 сердечников, усиливших большую часть кирпичных пилонов этого уникального сооружения.

Подливку бетона и раствора под опоры стальных ферм (рис. 3) выполняли по разработанным специальным Рекомендациям ЦНИИСК им.Кучеренко с участием ЗАО "Курортпроект" и НИИЖБ в соответствии с ТУ 6-02-594-70 (ГОСТ 10587-84), утвержденными Гендирекцией ОАО "Гостиного двора". Подливку при переменной высоте шва (до 70 мм) выполнили укладкой бетонной смеси (с добавкой модификатора МБ-01) и вибрированием ее специальной изогнутой насадкой. При тонких швах (3...20 мм) применяли герметичную опалубку с отверстиями с трех сторон (с заглушками) для контроля заполнения пространства шва инъекционным раствором. В отвер-

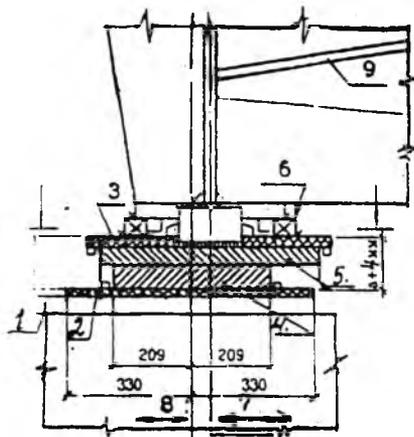


Рис. 3. Узел установки фермы на опорные балки со скользящей стальной плитой и подливкой бетоном или раствором переменной по высоте шва. Подливку осуществляли под давлением с подпрессовкой в съёмной опалубке с контрольными отверстиями и заглушками

1 — замоноличенный шов подливки в герметичной съёмной опалубке с заглушками; 2...4 — нижняя и верхняя опорные плиты с обоймой СОР-П210-50; 5 — скользящая плита; 6 — прокладки по месту (не более двух полос); 7 — совмещенные оси фермы и скользящей плиты; 8 — то же, оси опорной плиты и обоймы; 9 — фрагмент большепролетной арочно-вантовой фермы с объединенными прогонами и связями со светопрозрачным покрытием

стия под давлением до 6 атм насосом подавали инъекционный раствор с подпрессовкой его в течение 7–10 мин.

Выполненные таким образом опорные конструкции [6] позволили передать основную долю нагрузки от покрытия арочно-вантовых ферм с прогонами на монолитные сердечники и их балочные основания, что исключило догрузку стен пилонов и сохранило прежний вид фасада Гостиного двора.

Оценку монолитности на участках рабочих швов бетонирования сердечников и стен опорного короба производили дефектоскопией по ярусам ультразвуковыми приборами (УК-1401 и УК-10МП) по скорости прохождения ультразвукового луча. В 13 ярусах монолитных сердечников было выявлено наличие раковин и пустот с прослойками в контактах отвердевшего и свежего бетонов. Для устранения раковин в плоскости дефектных швов с открытой грани каждого яруса сердечника просверливались парные отверстия $\varnothing 20$ мм на глубину до 38 см с последующей

промывкой отверстий и раковин водой по замкнутому циклу. Затем эти отверстия с внутренними прослойками заполняли инъекционным цементным раствором (В/Ц = 0,35), приготовленным с использованием модификатора МБ-01. Раствор нагнетали ручным насосом под давлением до 6 атм с подпрессовкой. Кроме того, при проведении дефектоскопии бетона сердечников первого яруса в трех осях были выявлены (с помощью микроскопа МПБ-2) трещины шириной раскрытия до 1,8 мм и глубиной их проникновения внутрь до 45 мм. Высверленные из массива сердечников в двух ярусах бетонные керны ($\varnothing 90$ мм) указали на присутствие трещин с воздушными прослойками. Испытания на сжатие этих кернов показали, однако, превышение фактической прочности бетона над проектной.

В связи с выявленными внутренними дефектами в виде каверн и раковин в рабочих швах монолитного бетона в первых ярусах возникла необходимость контроля средней прочности бетона в опорных конструкциях. Его проводили стандартными способами — отбором кубов с ребром 10 см и призм из четырех партий бетона при бетонировании и испытанием их в проектном возрасте (ГОСТ 18080-90). Далее провели обработку полученных результатов статистическим методом согласно ГОСТ 18105-86. Были применены также неразрушающие методы контроля прочности бетона в конструкциях (методом упругого отскока с использованием склерометра Шмидта), по которому испытано более 550 точек. Для отдельных ярусов проведены стандартные испытания бетона методом отрыва со скалыванием. Построение тарировочной зависимости по методу упругого отскока склерометром Шмидта выполняли на основании испытаний кубов разрушающим и неразрушающим методами по ГОСТ 17624-87.

Для статистического метода контроля при бетонировании ярусов отбор образцов (серия из шести кубов) производился один раз в смену. Сопоставление прочностных испытаний монолитного бетона по разрушающим и неразрушающим методам показало разброс

результатов до 15%. Средняя прочность бетона по каждому из контролируемых способов испытания, как правило, превышала проектную прочность.

Для диагностического контроля напряженно-деформированного состояния монолитных сердечников Гостиного двора использовалась методика, ранее разработанная в НИИЖБ и ЦНИИСК им.Кучеренко [6...9], с применением датчиков напряжений НИИ строительства Эстонии и ЦНИИСК им.Кучеренко.

Для дальнейших исследований в 3 и 5 ярусах арматурного каркаса сердечника (№ 9А/1 в осях 92/93) были установлены и забетонированы с участием НИИЖБ рамки с датчиками напряжений (по 10...17 шт) в двух сечениях. Из этого опытного сердечника были отобраны (а позднее испытаны) бетонные кубы и призмы.

Проведенный в 1998 г. комплекс исследований по бетонированию и усилению монолитными сердечниками несущих конструкций светопрозрачного покрытия атриума Гостиного двора позволяет

сделать следующие основные выводы:

1. Предложенный способ усиления пилонов этого исторического здания бетонными монолитными сердечниками (по ярусам) с опиранием на монолитные железобетонные балки и фундаменты гарантирует прочность и надежность возведенного уникального светопрозрачного покрытия.

2. Выполненный статистический контроль прочности образцов монолитного бетона, отобранных непосредственно при бетонировании опорных конструкций (сердечников, балок, стен короба, плит), подтвердил превышение средней прочности бетона над проектной при низких значениях коэффициентов вариации, что указывает на стабильное качество бетона, уложенного в несущие монолитные конструкции.

Библиографический список

1. Залесов А.С., Чистяков Е.А. Расчет и конструирование монолитных каркасов с плоскими перекрытиями. Международный конгресс МКПК, том. II с. 11, Москва, 1998.

2. Мурашов Б.М. Монолитный железобетон на МКАДе//Транспортное строительство. — № 9. — 1998.

3. Матков Н.Г. Проектирование и строительство пространственного железобетонного монолитного каркаса уникального большепролетного здания. Международный конгресс МКПК, 1998, т.III, с. 112.

4. Руководство по применению бетонов с противоморозными добавками. М., НИИЖБ Стройиздат, 1978.

5. Канчели Н.В., Еремеев П.Г. Большепролетное светопрозрачное покрытие Гостиного двора в Москве. Международный конгресс МКПК, 1998, т.III, с. 92.

6. Соловьев В.В., Рудаков Б.А., Горпинченко В.М., Егоров М.И. Строительные конструкции атриума старого Гостиного двора. Международный конгресс МКПК, 1998, с. 22.

7. Матков Н.Г., Жук В.М., Кульмет Р.Ю., Саммал О.Ю. Опытное определение напряжений в бетонных призмах и построение фактических диаграмм сжатия с нисходящим участком. Сб. исследования по строительству (напряжения в бетоне, испытание конструкций). Таллин-Валгус, 1986.

8. Матков Н.Г., Баранов Д.С. Изучение предельного состояния железобетонных элементов на моделях с автоматической записью полной диаграммы сжатия. В сб. Госстроя СССР, серия 10, 1964 г., вып. 6, с. 9-134.

9. Матков Н.Г. О диаграммах деформирования железобетонных элементов с продольным поперечным армированием. Сб. НИИЖБ, М., 1987.

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

Д.А.КОРШУНОВ, канд. техн. наук (НИИСК, Киев)

Следует ли пересматривать нормы проектирования

Рассмотрению вопроса по существу представляется нужным предпослать мнение автора настоящих заметок о том, что комплекс норм проектирования конструкций является наиболее удачной частью отечественной системы нормирования и стандартизации в строительстве и вполне удовлетворяет реальным потребностям. Это в полной мере относится и к СНиП 2.03.01-84 на проектирование конструкций из бетона.

Целесообразность предпринятого их пересмотра обосновывают (в частности, в [1]) разными причинами, которые заслуживают раздельных комментариев.

Первой декларирована настоятельная потребность в нормах нового поколения, обобщающих современные достижения отечественной и мировой науки и практики. Здесь возникает надобность уточнить, о чем идет речь: о заметных ли изменениях конструкций, разработанных по таким новым нормам, либо лишь об изложении по-новому нормативных положений.

Можно утверждать, что изменение конструкций не ожидается, поскольку давно известна смелость наших норм в части материалоемкости конструкций. Например, в изгибаемых элементах по

нашим нормами нужно в 1,1-2,4 раза меньше арматуры и в 1,3-2,8 раза меньше бетона, чем по зарубежным, а в коротких сжатых элементах из бетона М400 по нормам ЕКБ, а также по национальным нормам ФРГ, Англии и Швеции требуется соответственно на 20, 25, 26, 40 и 65% больше арматуры [2]. Впрочем, более экономного расхода материалов не обещают и инициаторы пересмотра норм.

Таким образом, оказывается справедливым вторая из высказанных версий: многочисленные пользователи норм будут вынуждены осваивать новые способы проектирования без получения за-

метного материального результата. Дополнительные неудобства причинит им и непривычный (по примеру европейского) способ изложения.

Одновременно, с учетом начала процесса интеграции в мировое сообщество, поставлена цель гармонизации отечественных норм с нормами ЕКБ-ФИП. Для этого, как резонно замечено в [3], следовало бы вначале распространить перевод всего комплекса так называемых "еврокодов" (они относятся не только к железобетону) для ознакомления с ними инженерной общественности.

Рассматривая этот довод, нужно иметь в виду суть самого понятия гармонизации нормативных документов: по терминологии ИСО/МЭК, такая деятельность предусматривает обеспечение взаимозаменяемости результатов применения документов независимо от вида их изложения. Поскольку известно (например, в [1, 4]), что в европейских нормах использованы сходные с привычными нам расчетные модели, отмеченная выше разница результатов проектирования вызвана главным образом разными нормативами надежности. Именно по этому комплексному показателю и следовало бы выполнять гармонизацию.

Но на таком пути ожидается много методических затруднений, находящихся преимущественно за пределами собственно железобетона. Например, известно, что расчетное значение снеговой нагрузки у нас определено для повторяемости раз в 7–15 лет [5], а в США — раз в 25, 50 или 100 лет (для сооружений разной ответственности) [6]; превышающий принятый у нас уровень этой нагрузки установлен и польскими нормами. На разные уровни надежности в отечественных и европейских нормах акцентировано внимание и в [4]. Таким образом, вопреки ожиданиям, действительная гармонизация оказывается делом довольно сложным и вряд ли выполнимым в обозримом будущем.

В качестве еще одного довода инициаторы выдвигают потребность распространить новые нормы на все конструкции из бетона — для разных сооружений, условий

эксплуатации и всего диапазона свойств материалов [1, 7]. На первый взгляд это соображение кажется резонным. В частности, появление СНиП 2.02.03-86, где установлены дополнительные требования к конструкциям из силикатного бетона, похоже лишь на дань конъюнктуре оставшегося в прошлом "бума" его использования в сборных конструктивных элементах. Но этого совсем нельзя сказать о нормах проектирования гидротехнических сооружений: ведь надводные их конструкции и сегодня разрабатывают по общим нормам, а СНиП 2.06.08-86 распространены только на конструкции, подверженные действию воды. Проектирование же по СНиП 2.05.03-84 мостов и труб вообще решено на иной методической основе, которая имеет своей резон.

К рассмотренным доводам в Украине добавляется становление ее как самостоятельного государства [7]. Желание иметь национальные нормы возникло не на пустом месте, оно подтверждено активными исследованиями железобетона известными учеными, например, полтавчанином М.С.Торяником, харьковчанами Я.В.Столяровым и В.М.Бондаренко, киевлянами И.И.Улицким, Я.Д.Лившицом и А.Б.Голышевым и многими другими. Уже имеется даже опыт внесения в действующие нормы (для использования в Украине) изменения правил расчета конструкций по второй группе предельных состояний [8]. Впрочем, реальная польза от принятого решения осталась не выявленной.

Оценка последствий введения новых норм была бы ограниченной без напоминания о наличии многочисленных типовых технических решений (серий) сборных элементов, а также развитого программного обеспечения автоматизированных расчетов железобетона. Формально говоря, они должны отвечать требованиям действующих норм. Поэтому Госстрой, утверждая в качестве обязательных новые нормы, должен быть готовым принять решение о проверке всех связанных с ними документов, обеспечив такую работу финансированием.

Все сказанное приводит к вы-

воду о преждевременности коренного пересмотра системы нормативных документов в области проектирования железобетона из-за отсутствия достаточного обоснования практической потребности этого мероприятия и учета его последствий. Такая потребность кажется довольно проблематичной из-за того, что одним из главных показателей надежности конструкций служит их безотказность. На самом же деле отказ чаще всего порождает вовсе не отдельные несовершенства правил расчета, а грубые человеческие ошибки [9]; обычно даже совместное влияние нескольких таких ошибок, допущенных на разных стадиях жизненного цикла конструкции.

Наконец, нужно заменить, что совершенствование способов расчета вряд ли способно заметно повысить конкурентоспособность железобетона.

Библиографический список

1. Залесов А.С., Чистяков Е.А. Гармонизация отечественных нормативных документов с нормами ФИП-ЕКБ//Бетон и железобетон. — 1992. — № 10. — с.2–4.
2. Бетон и железобетонные конструкции: Состояние и перспективы применения в промышленном и гражданском строительстве//НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1983. — 360 с.
3. Гарбусенко В.В. О подготовке и введении в действие новых норм проектирования железобетонных конструкций//Бетон и железобетон. — 1995. — № 1. — с.27–28.
4. Райзер В.Д., Мкртычан О.В. Сравнительный анализ надежности железобетонных конструкций, проектируемых по отечественным и европейским нормам//Бетон и железобетон. — 1998. — № 3. — с.10–13.
5. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 192 с.
6. Сафонов В.Н., Нерсесов С.Н., Мартынова Т.Т. Современный опыт США по стандартизации и техническому нормированию в строительстве. — М.: Стройиздат, 1991. — 208 с.
7. Климов Ю.А. Система нормативных документов Украины в области бетона и железобетона//Научн.-практ. проблемы современного железобетона: Сб. тезисов 1-й всеукр. н.-т. конф. — Киев, 1996. — С. 12–13.
8. Климов Ю.А., Голышев А.Б. Изменения СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции"//Будівництво України. — 1996. — № 3. — с.44–47.
9. Аугусти Г., Барата А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. — М.: Стройиздат, 1988. — 584 с.

О назначении реально обоснованной проектной марки по морозостойкости

Значительное число различных сооружений в настоящее время выполняется из бетона и железобетона. При этом многие из них разрушаются задолго до расчетного срока эксплуатации. Одним из основных факторов, определяющих долговечность железобетонных и бетонных конструкций и сооружений, является морозостойкость бетонов. Многочисленные примеры морозной деструкции бетонных конструкций свидетельствуют о том, что морозостойкость этих сооружений не соответствует условиям их эксплуатации, в связи с чем они интенсивно разрушаются и требуют больших затрат на ремонт и восстановление.

Морозной деструкции подвержено большинство элементов самых разнообразных сооружений. Об этом свидетельствуют результаты обследования зданий Якутска, выполненные Забайкалпромстройниипроект, Норильска, выполненные Красноярским Промстройниипроект, бетонов шлюзов Городецкого РГС (исследования ЛИВТа) и плотин (работы ВНИИГ), опор мостов (НИИЖТ), а также обследования, выполненные МИИТом, ВНИИСтром и другими организациями. Например, обследование градирен, осуществленное УралНИИСтромпроектом [1], показало, что бетон градирен интенсивно разрушается уже после двух лет эксплуатации, несмотря на неагрессивность оборотной воды градирен для бетона на любом цементе. Аналогичные данные получены исследователями в США, Германии, Канаде [2]. В последние годы не наблюдается уменьшение темпов роста затрат на капитальный ремонт железобе-

тонных конструкций по сравнению с затратами на их изготовление, а также по отношению к единице стоимости основных фондов зданий и сооружений. Все это свидетельствует о том, что обеспечение необходимой морозостойкости бетонов зданий и сооружений является насущной задачей.

Результаты обследований вышеуказанных сооружений показывают, что бетон часто разрушается вследствие морозной деструкции задолго до конца проектного срока эксплуатации сооружений. Такое разрушение может происходить по двум причинам: 1 — при правильно назначенной нормативной марке по морозостойкости бетон сооружений в действительности не обладал требуемой морозостойкостью; 2 — нормативная морозостойкость была назначена неправильно.

Анализ результатов испытаний бетонов производственных составов и технической документации показывает, что в подавляющем большинстве случаев бетоны сооружений соответствовали проектной марке по морозостойкости. Однако разрушение бетонов свидетельствует о том, что для многих сооружений марка бетона по морозостойкости (часто довольно высокая) назначается без достаточного обоснования.

В настоящее время существует более двадцати нормативных документов [3...13 и др.], регламентирующих порядок назначения марки бетона по морозостойкости. Большинство СНиП при назначении марки по морозостойкости принимают во внимание в основном среднемесячную температуру самого холодного месяца [7, 9, 10],

температуру и влажностные условия в районе строительства [3...6], температуру и расчетное число циклов в год [10]. В то же время общего принципа (методики) назначения нормативной морозостойкости не существует. В связи с этим к бетонам одних и тех же конструкций разными СНиП предъявляются различные требования по морозостойкости. Некоторые СНиП и ГОСТ дают ссылки на упоминавшиеся СНиП [8, 11], либо — общие замечания и регламентируют другие свойства бетона (максимальную величину водопоглощения или минимальное значение водоцементного отношения) [12, 13]. При этом в большинстве нормативных документов максимальная величина марки по морозостойкости не превышает F400...500 [3...6, 9, 11, 12]. В настоящее время действует ряд СНиП на строительство таких ответственных сооружений, как жилые и производственные здания, основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах, общественные здания и сооружения, в которых требования по морозостойкости бетонов вообще не содержатся. По-нашему мнению, это является совершенно необоснованным, и марка по морозостойкости для бетонов таких сооружений должна регламентироваться в обязательном порядке.

На такое несоответствие обращали внимание многие исследователи. Этими вопросами занимались С.В.Шестоперов, В.В.Стольников, В.М.Москвин, Н.А.Моцанский, А.М.Подвальный, И.З.Акутуганов, В.С.Гладков, Н.Д.Голубых, Б.М.Мазур, Н.К.Розенталь и многие другие отечественные и зару-

бежные исследователи. В работе [14], например, отмечается, что бетон в наземной части градирен может получить до 200 циклов замораживаний в течение одной зимы. Даже в странах с мягким климатом наблюдается многократный переход температуры через 0°C: в южной части Швеции до 60, а в Швейцарии — до 100 раз в год [1]. В настоящее время имеется более 15 различных предложений по методикам назначения нормативной морозостойкости [15], которые в действующие нормативные документы и рекомендации по строительству пока еще не входят. Это вызвано, по-видимому, тем, что часть предложений не учитывает всех факторов, влияющих на условия эксплуатации бетонов, а некоторые сложны в использовании. Например, в работе [16] проведено обстоятельное исследование данного вопроса. Но применение разработанной в ней методики в настоящее время затруднено, так как для каждого конкретного случая назначения нормативной морозостойкости требуется создание программы для ЭВМ и моделирование значений, входящих в уравнение для определения числа стандартных циклов замораживания и оттаивания.

На основании большого числа проведенных расчетов и анализа состояния бетонов в процессе эксплуатации нами предлагается следующая методика назначения нормативной (проектной) морозостойкости (F_n). Для назначения нормативной морозостойкости бетонов, соответствующей реальным условиям эксплуатации сооружения, можно воспользоваться следующей формулой

$$F_n = G \times H \times D \times Z,$$

где G — нормативный срок службы сооружения, годы; H — нормативное (расчетное) число циклов замораживания в год; D — коэффициент суровости климатических условий; Z — коэффициент условий эксплуатации бетона сооружений.

Предлагаемая формула проста, имеет ясный физический смысл и легко применима на практике. В ней расчетное число циклов в год принимается в зависимости от наличия солнечной радиации, числа переходов температуры через 0°C за год и расположения конструкции. Коэффициент D зависит от минимальной отрицательной температуры замораживания бетона в районе строительства и изменяется от 1,0 до 8,0 (соответственно для минимальной и максимальной отрицательных температур). Коэффициент Z учитывает изменение прочности бетона и его самозалечивание в процессе эксплуатации и находится в пределах 0,5...1,0. Величины коэффициентов Z , D и H принимаются на основании имеющихся статистических данных метеорологических наблюдений в районе сооружения объекта. Например, для условий средней полосы европейской части России нормативная морозостойкость, рассчитанная по предлагаемой формуле, для бетона облицовки опор должна быть не ниже $F_n = 800$ ($G=50$; $H=40$; $D=0,8$; $Z=0,5$), а для тела опор $F_n = 50$ ($G=50$; $H=2$; $D=0,8$; $Z=0,6$).

Как видно, приводимая формула учитывает влияние всех основных факторов на число циклов замораживания и оттаивания, испытываемых бетоном сооружений, и изменение его физико-механических свойств в процессе эксплуатации. Назначение реально обоснованной нормативной морозостойкости позволит повысить срок службы бетонов до проектного срока эксплуатации сооружений и избежать преждевременного разрушения бетона этих сооружений от морозной деструкции.

Определение нормативной морозостойкости по предлагаемой методике показало, что для некоторых элементов и частей бетонных конструкций марка по морозостойкости может быть снижена. Однако для большинства сооружений или их частей она должна быть

значительно повышена по сравнению с той, которая устанавливается по существующим нормам. Мы понимаем, что это вызовет некоторое удорожание единицы объема бетона, но эти расходы несравнимо меньше затрат на текущий и капитальный ремонт, а также потерь от недостаточной долговечности возводимых сооружений.

Библиографический список

1. Шумилин Ф.Г., Трофимов Б.Я. Анализ причин быстрого разрушения железобетонных конструкций в градирнях системы ГИПРОТИС//Строительные материалы и бетоны: Тр. УралНИИстромпроекта. Вып. 2. Челябинск: Южно-Уральское кн. изд. 1967. — С. 142...149.
2. **Материалы** международного конгресса по зимнему бетонированию. М: ГСИ 1956. 127 с.
3. **СНиП 2.03.01–84.** Бетонные и железобетонные конструкции. — 1996 — 76 с.
4. **СНиП 2.03.11–85** Защита от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций. 1989. — 175 с.
5. **СНиП 2.04.02–84** Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. — 1997. — 128 с.
6. **СНиП 2.05.03–84** Мосты и трубы — 1988 — 200 с
7. **СНиП 2.05.11–83.** Внутрихозяйственные автомобильные дороги — 1984. — 23 с.
8. **СНиП 2.05.06–85.** Магистральные трубопроводы. — 1997. — 60 с.
9. **СНиП 2.05.07–91,** Промышленный транспорт. — 1992. — 120 с.
10. **СНиП 2.06.08–87.** Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. — 1988. — 32 с.
11. **СНиП 2.09.03–85.** Сооружения промышленных предприятий. — 1986. — 56 с.
12. **ГОСТ 17608–91.** Плиты бетонные тротуарные. — 1991. — 32 с.
13. **ГОСТ 26633–91** Бетоны тяжелые и мелкозернистые. — 1997 — 27 с.
14. **Мощанский Н.А.** Повышение стойкости строительных материалов и конструкций, работающих в условиях агрессивных сред. М.: Госстройиздат. — 1962
15. **Розенталь Н.К.** Реализация основ норм проектирования (СНиП) в условиях современного строительства//Инженерные проблемы современного строительства: Сб научных трудов. Иваново: Изд-во ИИСИ — 1995 — С. 348...353.
16. **Актуганов И.З.** Метод моделирования температурного режима проветриваемого подполья зданий на вечной мерзлоте//Строительные конструкции транспортного и общего назначения: Межвуз. сб. научн. тр НИИЖТ. — 1982 С 83...89.

6-я научно-практическая конференция межрегиональной Ассоциации “Железобетон”

Дальнейшее развитие капитального строительства требует широкого применения сборного железобетона, поэтому совершенствование конструкций на его основе является важной задачей работников науки, техники и производства. Большие, еще не использованные резервы заложены в бетоне и конструкциях из него, их практическая реализация в значительной степени зависит от систематического улучшения заводского производства.

Созданная в нашей стране промышленность сборного железобетона в настоящее время переживает трудности из-за резкого уменьшения заказов, однако они носят временный характер, и в перспективе положение станет постепенно улучшаться. Новые разработки будут реализованы в следующей последовательности: сначала найдут применение новые решения с максимальным использованием имеющейся производственной базы, а затем начнется внедрение принципиально новых высокоэффективных технологий с получением экономии ресурсов и повышением качества продукции.

Основным проблемам развития заводского производства железобетонных конструкций была посвящена юбилейная сессия и 6-я научно-практическая конференция межрегиональной Ассоциации “Железобетон”, которая состоялась 1–3 июня 1999 г. в НИИЖБе.

На юбилейной сессии, которую вступительными словами открыли президент Ассоциации К.В.Михайлов и президент Российской инженерной академии Б.В.Гусев, с отчетным докладом о деятельности Ассоциации за период 1993–1998 гг. выступил ученый секретарь Н.А.Маркаров.

Было отмечено, что главными задачами Ассоциации являются объединение специалистов в общественную научно-техническую организацию по профессиональным интересам с целью формирования общественного мнения и политики в развитии железобетона, а также содействие прогрессу в области железобетона, расширение профессиональных контактов между специалистами.

В течение отчетного (пятилетнего) периода с 1993 г. по 1998 г. было проведено пять конференций по следующим проблемам:

1994 г. — Материалоемкость, технологичность и долговечность железобетона

1995 г. — Бетоны: состояние и перспективы

1996 г. — Арматура и арматурные работы (свойства и применение)

1997 г. — 100-летие со дня рождения А.А.Гвоздева; Теория железобетона и его нормирование

1998 г. — Железобетон в реконструкции зданий

Кроме того, на конференциях рассматривались итоги международных конгрессов, симпозиумов и конференций, посвященных развитию железобетона (такой раздел имеет место и в программе 6-й конференции), а также отдельные актуальные проблемы (например, железобетонные ограждающие конструкции зданий в свете новых требований СНиП II-3-79* “Строительная теплотехника”). На каждой из проведенных конференций заслушивалось и обсуждалось в среднем до 30 докладов, в них участвовал большой круг организаций (до 50) Москвы, РФ и СНГ; в качестве докладчиков выступали ведущие специалисты проектных, научных, учебных и строительных организаций.

В представленных докладах, как правило, приводились сведения о последних достижениях науки и техники в России, странах СНГ и за рубежом. К каждой конференции издавались тезисы докладов, а наиболее интересные из них публиковались в журнале “Бетон и железобетон” и в других изданиях. Была выпущена брошюра, посвященная научной деятельности А.А.Гвоздева, составлены информационные сборники. Итоги всех конференций изложены в пяти номерах журнала “Бетон и железобетон”. Опубликованные данные, представленные на указанных конференциях, убедительно говорят о том, что бетон и железобетон на длительное время останутся основными строительными материалами в народном хозяйстве.

Между конференциями руководство деятельностью Ассоциации осуществлял президиум (состоящий из 14 человек), который собирался не менее одного раза в квартал. На его заседаниях рассматривались многие вопросы текущей деятельности. Но главный вопрос — это организация и проведение очередной конференции (ее тематика, программа, докладчики, организационные вопросы, итоги работы). Другой важный вопрос, рассматриваемый на президиумах, это привлечение новых коллективных членов, организация филиалов и отделений Ассоциации в различных регионах РФ и в СНГ. В настоящее время создано несколько отделений Ассоциации: дальневосточный, сибирский, пермский, при МГСУ. В последнем было проведено совещание-семинар на тему “Железобетон — состояние и перспективы развития” (руководитель проф. А.В.Забегаяев).

Следует отметить успехи сибирского отделения Ассоциации (председатель В.В.Габрусенко), где создано Общество железобетонщиков, проведено несколько съездов специалистов в области бетона и железобетона Сибири и Урала, издаются доклады и научные труды.

Среди недостатков в деятельности Ассоциации можно отметить неоднородную активность представителей разных регионов; малую активность президиума в деле организации поездок делегаций на международные форумы; недостаточно тесные связи с научно-общественными и творческими организациями, с РААСН и др. Надо восстановить важную и нужную традицию прошлых сессий Национального комитета ФИП, когда по итогам конференций разрабатывались решения по тому или иному важному вопросу, которые рассылались в заинтересованные министерства и ведомства.

В своем решении участники юбилейной сессии в целом положительно оценили деятельность Ассоциации за 5-летний срок ее деятельности, а также избрали новым президентом Ассоциации “Железобетон” директора НИИЖБ доктора технических наук, профессора Звездова Андрея Ивановича, который в своем выступлении доложил о перспективах дальнейшего развития Ассоциации.

Делегаты конференций заслушали более 30 докладов и сообщений, посвященных основным проблемам развития заводского производства сборного железобетона. Значительная группа делегатов посетила два завода по производству сборного железобетона г.Москвы: АО “Моспромжелезобетон” и Домостроительный комбинат № 3 в Востряково.

Американский институт бетона

Американский институт бетона (ACI—эй-си-ай) это крупнейшая региональная научно-производственная ассоциация, курирующая практически все вопросы исследования, проектирования бетона и железобетона на североамериканском континенте.

Важной стороной деятельности ассоциации, которая была основана в 1926 г., является контролирование учебных программ профилирующих дисциплин в высшей школе, финансирование исследований, для чего имеется специальный фонд. Для того, чтобы наиболее полно представить круг интересов специалистов, объединенных в эту престижную ассоциацию, приведем ее структуру.

Ассоциацию возглавляет Совет директоров во главе с президентом института, избираемым на один год. В Совет входят два вице-президента, которые сменяют президента ACI на его посту в ближайшие два года, а также 12 членов и три бывших президента ACI, каждый из которых остается в нем в течение трех лет после окончания срока президентства.

Обращает на себя внимание четкая ротация руководящих кадров института, т.е. президент может находиться в составе Совета три года до своего президентства и три года после. Все члены Совета также сменяемы через определенный срок, причем дата ухода известна любому члену заранее.

Текущей деятельностью ACI управляет исполнительный вице-президент и исполнительные директора — 3 человека инженерного персонала. В состав Совета входят также председатели комитетов ACI: сертификации, образования, информации, маркетинга, изданий, развития строительства, организации съездов и международного.

Полностью вся структура ACI выглядит следующим образом.

Постоянные комитеты Совета директоров ACI:

Исполнительный комитет

Комитет по наградам года
Комитет по персональным наградам

Комитет по наградам за лучшую публикацию

Комитет по наградам за выдающееся сооружение из железобетона

Подкомитет по наградам за лучшее научное исследование в области конструкций

Подкомитет по наградам за лучшее научное исследование в области материалов

Комитет по связям с промышленностью

Комитет по проведению съездов ACI

Комитет по приему новых членов

Комитет по финансам

Комитет по почетному членству

Комитет по международному сотрудничеству

Комитет по перспективному планированию

Комитет по публикациям

Комитет по взаимодействию науки и практики

Совет по стандартам

Комитеты по сертификации (5)

Фонд исследовательских и учебных программ в области бетона и железобетона

совет по научным исследованиям

совет по учебным процессам

Комитеты по образованию (10)

Технические комитеты, общее число которых достигает 150.

Эти комитеты имеют индексы, обозначающие их тематическую направленность. Так, индекс 100 (101, 102 и т.д.) имеют комитеты, курирующие общие вопросы применения железобетона в строительстве: буквенные обозначения (104); допуски на изделия (117); терминология (116); истории бетона (120) и т.д., всего 13 комитетов.

Далее следуют комитеты с индексом:

200 — Материалы и свойства бетона, куда входят комитеты: подбор состава бетона (211), добавок

(212), заполнители (211) и т.д., всего 24 комитета;

300 — Производство работ, куда входят комитеты: например, бетонирование в жаркую погоду (305), высокопрочный бетон (363) и т.д., всего 46 комитетов;

400 — Теория, в том числе комитеты: сцепление арматуры с бетоном (408), деформации и перемещения (435), срез и кручение (445) и т.д., всего 14 комитетов;

500 — Конструкции и сооружения, включая спецжелезобетон, 27 комитетов, в том числе сборные панели (533), сваи (543), шпалы (545).

Почти все технические комитеты ставят своей задачей разработку и обновление нормативных документов по предмету своей деятельности, подготовку обзоров, научных докладов.

Институт имеет свои отделения практически во всех штатах, а также в ряде зарубежных стран (Иран, Израиль, Южная Корея, Пакистан, Сингапур, Дания, Франция и т.д.). Многие комитеты имеют почти семидесятилетнюю историю. Так, комитет 209 "Ползучесть и усадки бетона" был организован в 1930 г., "Подбор составов бетона" — в 1936 г., "Химдобавки" — в 1943 г., "Легкие бетоны" — в 1946 г. и т.д.

Членами технических комитетов ACI являются многие зарубежные специалисты, в том числе среди них были и некоторые специалисты НИИЖБ.

Для организаций членский годовой взнос в ACI составляет 600\$, куда входит рассылка всех документов института плюс подписка на два журнала по материалам и конструкциям.

Будем надеяться, что и образованная в 1993 г. российская Ассоциация "Железобетон" со временем станет такой же мощной, как и ее заокеанский собрат ACI.

Ю.С.Волков, канд. техн. наук, член президиума Ассоциации "Железобетон"

Поздравляем юбиляра

6 октября 1999 г. исполнилось 75 лет со дня рождения **Рафаэля Леоновича Маиляна** — известного специалиста в области железобетонных конструкций. Более 50 лет он принимает активное участие в подготовке высококвалифицированных специалистов, 44 года работает в Ростовском государственном строительном университете.

В 1953 г. Р.Л.Маилян защитил кандидатскую диссертацию, в 1971 г. — докторскую. В 1972 г. ему было присвоено звание профессора, а в 1984 г. — заслуженного деятеля науки и техники России.

Юбиляр является автором 270 опубликованных работ, в том числе 38 книг и брошюр, 8 авторских свидетельств и патентов на изобретения. Под его руководством подготовлены и успешно защищены 53 кандидатские и докторские диссертации, в том числе 13 — специалистами из Кубы, Индии, Египта, Ливана, Сирии, Иордании, Йемена, Заира и др.

Широкое признание получили учебники для строительных вузов, написанные при участии и под руководством проф. Р.Л.Маиляна. Учебник "Строительные конструкции" трижды переиздавался массовыми тиражами в издательствах Стройиздат и Высшая школа. Учебное пособие по дипломному проектированию "Промышленное, гражданское и сельскохозяйственное строительство", выпущенное издательством Высшая школа, широко используется дипломниками строительных вузов.

Большую известность получили также монографии Р.Л.Маиляна "Железобетон на пористых каменных отходах" (Стройиздат, 1987 г.), "Бетон на карбонатных заполнителях" (РГУ, 1967 г.), "Гидроизоляция подземных сооружений полимерными материалами" (Будивельник, 1989 г.), "Расчет железобетонных элементов при вибрационных воздействиях" (РИСИ, 1983 г.) и др.

Научная школа, созданная ученым по проблемам совершенствования проектирования и расчета железобетонных конструкций, особенно наиболее перспективных предварительно напряженных и на пористых заполнителях, получила широкое признание как в нашей стране, так и за рубежом. Работы выполнялись по планам важнейших НИР Госстроя страны, а также по

Общероссийским грантам, выигранным трижды — в 1995, 1997 и 1999 гг.

Результаты исследований, выполненных под руководством проф. Р.Л.Маиляна, получили высокую оценку на многих крупных научных конференциях в нашей стране, а также на Международных конгрессах по железобетону в Нью-Йорке (1974 г.), Лондоне (1978 г.), Бухаресте (1980 г.), Стокгольме (1982 г.), Нью-Дели (1986 г.), Лейпциге (1988 г.) и др.

Р.Л.Маилян является талантливым лектором и педагогом, среди его учеников имеются профессор, доктор наук, руководители вузов, крупных проектных и строительных организаций. Большую педагогическую и научно-исследовательскую работу он всегда сочетал с активной общественной деятельностью. Многие годы он состоял членом головного совета по строительным конструкциям, членом Национального комитета Международной федерации по предварительно напряженному железобетону, членом редколлегии журнала "Бетон и железобетон". В настоящее время он продолжает руководить секцией строительных конструкций Северо-Кавказского научного центра высшей школы, является членом ученого Совета по защите докторских диссертаций при РГСУ, членом редколлегии журнала "Известия РГСУ".

Юбиляр награжден орденом "Знак Почета", медалями "За Победу над Германией в Великой Отечественной войне 1941–1945 гг.", "Ветеран труда" и пятью юбилейными медалями, нагрудными знаками "За отличные успехи в работе", "Отличник гражданской обороны", "Заслуженный работник строительного университета" и др.

Заслуженный деятель науки и техники России, доктор технических наук, профессор, советник Российской академии архитектуры и строительных наук Рафаэль Леонович Маилян вносит большой вклад в подготовку кадров, развитие строительной науки и образования.

Желаем Рафаэлю Леоновичу Маилянну доброго здоровья, счастья и новых успехов на благо России.



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 22.09.99. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 865

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2

Тел. 292-6205

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9

Вологодская областная универсальная научная библиотека

109033, Москва, Вологодская ул., д. 40

www.booksite.ru



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.



ИНЖЕНЕРНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЦЕНТР
средств контроля качества строительных работ

ПРЕДЛАГАЕТ

- ↓ ЗАВОДСКИМ,
↓ СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ
↓ И ИСПЫТАТЕЛЬНЫМ ЦЕНТРАМ

КОМПЛЕКТ СРЕДСТВ КОНТРОЛЯ ДЛЯ ЭКСПРЕССНОЙ ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА МАТЕРИАЛОВ И ОБСЛЕДОВАНИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

УСТРОЙСТВА ЭКСПРЕССНОЙ ОЦЕНКИ:

- *водонепроницаемости бетона* → «ВВ-2»
 - *активности цемента:*
 - механическим методом → «КАМИН»
 - по скорости тепловыделения → «ЭКСПРЕСС-1»
 - *прочности и однородности бетона:*
 - ультразвуковым методом → «БЕТОН-22»
 - методом упругого отскока → «ОМШ-1»
 - методом вырыва анкера → «ПБЛР»
- а также ПРИБОРЫ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ:*
- *измерения защитного слоя бетона* → «ИЗС-10Н»
 - *выбуривания образцов-кернов в бетонных конструкциях с целью определения прочности бетона* → «БУРКЕР»
 - *испытания бетона на растяжение при изгибе* → «УРИ»
 - *оценки водонепроницаемости и фильтрации бетона* → «УВФ-6»
 - *тепловой обработки бетона, ускоренного определения прочности и нормального хранения образцов (камера универсальная пропарочная)* → «КУП-1»

КОНТАКТНЫЕ ТЕЛЕФОНЫ:

(095) 539-36-03, тел/факс (095) 972-43-67