

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6

1985



Совет содействия журналу «Бетон и железобетон» по Армянской ССР

- Р. А. Арутюнян** — главный специалист института Армпромпроект
- Б. К. Карапетян** — заведующий кафедрой ЖБК ЕрПИ, д-р техн. наук, проф.
- К. П. Карапетян** — начальник технического управления Минпромстроя АрмССР
- Т. Г. Маркарян** — заместитель директора по научной работе АрмНИИСА
- Н. Г. Аствацатрян** — начальник отдела индустриализации Госстроя АрмССР
- В. В. Пинадзян** — заведующий кафедрой мостов и тоннелей ЕрПИ, д-р техн. наук, проф.
- А. О. Саакян** — главный инженер ВПЭКТИ, д-р техн. наук
- Л. Г. Седракян** — заведующий лабораторией строительных конструкций АрмНИИСА, д-р техн. наук, проф.
- М. З. Симонов** — член-корреспондент АН АрмССР, заведующий лабораторией бетонов АрмНИИСА, д-р техн. наук, проф. (председатель)
- А. А. Тарханян** — главный специалист института Армгоспроект
- Х. А. Тохмахян** — начальник технического отдела Армгидроэнергостроя
- Э. Л. Манукян** — доцент кафедры «Металлические конструкции» ЕрПИ, канд. техн. наук
- С. Г. Шагинян** — директор АрмНИИСА, канд. техн. наук
- П. А. Маладжян** — директор завода ЖБИ № 7
- Г. Т. Африкян** — начальник технического управления Минсельстроя АрмССР

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Навстречу XXVII съезду КПСС

Дальнейшее повышение уровня индустриализации строительства	2
Вклад теории железобетона в повышении эффективности строительного производ- ства	4
<i>Гвоздев А. А., Залесов А. С., Серых Р. Л.</i> Новые нормы проектирования бетон- ных и железобетонных конструкций	5
<i>Рулле Л. К.</i> Буквенные обозначения, принятые в СНиП 2.03.01—84	7
<i>Крылов С. М., Зайцев Л. Н., Ульбиева И. С.</i> Сопротивление плоских железобетон- ных элементов местному сжатию	8
<i>Белобров И. К., Лоскутов О. М.</i> Оценка динамической прочности изгибаемых эле- ментов по наклонному сечению	9
<i>Бондаренко В. М.</i> О рекомендациях по учету усадки и ползучести бетона при рас- чете железобетонных конструкций	11
<i>Байков В. Н., Горбатов С. В.</i> Определение предельного состояния внецентренно сжа- тых элементов по неупругим зависимостям напряжения — деформации бетона и арма- туры	13
<i>Попов Н. Н., Расторгуев Б. С.</i> Особенности расчета конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок	15
<i>Гольшев А. Б., Бачинский В. Я.</i> К разработке прикладной теории расчета желе- зобетонных конструкций	16

Конструкции

<i>Павлов В. И., Мусомогмбетов Е. Н., Скороходов В. Б.</i> Полимерсиликатбетон в цветной металлургии	19
<i>Габрусенко В. В., Коновалов А. В., Великов В. А., Колупаев В. А.</i> Преднапряжен- ные ригели серии ИИ-04 с канатной арматурой	20

Бетоны

<i>Шантарин В. Д., Ивлев П. П., Крекшин В. Е., Шинкеев Г. М.</i> Предварительная обработка бетонной смеси	22
<i>Братчиков В. Г., Селиванов И. И., Мчедлов-Петросян О. П., Плахотникова И. А., Табачишин Я. И.</i> Бетоны с пластификатором ХДСК-1	24

Заводское производство

<i>Сидоров А. Н.</i> Технологическая линия для помола гранулированного шлака	26
В помощь заводским лабораториям	

<i>Красновский Б. М., Школьник И. Э., Юровский В. А., Фишман В. Я., Варенцо- ва Н. Б., Лаптев В. И.</i> Ультразвуковой метод контроля высокопрочных бетонов	27
---	----

В помощь проектировщику

<i>Милованов А. Ф., Махкамов И. М.</i> Сопротивление изгибаемых балок действию поперечных сил при повышенных и высоких температурах	29
--	----

В помощь строительным лабораториям

<i>Королев М. В., Стариков Б. П., Шевалдыкин В. Г.</i> Портативный прибор для ультразвукового контроля прочности бетона	31
--	----

6

[363]
июнь 1985



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
МОСКВА

© Стройиздат, 1985

УДК 69.002.2

ДАЛЬНЕЙШЕЕ ПОВЫШЕНИЕ УРОВНЯ ИНДУСТРИАЛИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Капитальное строительство занимает важное место в наращивании производственного потенциала страны и ускорении научно-технического прогресса во всех отраслях народного хозяйства, решении социальных задач общества, в том числе жилищной проблемы.

Систематически повышается уровень индустриализации строительства. В 1983 г. доля полносборного строительства превысила 41% общего объема строительства, доля крупнопанельного и объемноблочного домостроения составила 64% в общем объеме строительства жилых зданий.

Внедряется прогрессивная технология возведения зданий из монолитного железобетона с применением комплексномеханизированных технологических процессов и другие эффективные методы строительства, увеличен выпуск сборных железобетонных конструкций повышенной заводской готовности.

Вместе с тем технический уровень строительства еще не соответствует возросшим требованиям дальнейшего повышения его индустриализации, что отрицательно сказывается на экономических показателях строительного производства, прежде всего на темпах роста производительности труда и сокращения продолжительности строительства.

Важным шагом в совершенствовании капитального строительства стало постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР о перестройке планирования, организации и управления строительством, принятое в 1984 г. Хозяйственные и советские органы обязаны планировать действующее производство и новое строительство как единое целое, улучшать организационную структуру управления и систему стимулирования коллективов, поднимать ответственность каждого участника строительства.

В развитие этого документа Совет Министров СССР принял постановление «О дальнейшем совершенствовании проектно-сметного дела и повышении роли экспертизы и авторского надзора в строительстве», одобренное Политбюро ЦК КПСС.

В этих условиях генеральным курсом научно-технической политики в строительстве является осуществление качественно нового этапа его индустриализации — переход на индустриально-системные методы выполнения всего комплекса строительного-монтажных работ. Эти методы предусматривают создание единого промышленно-строительного конвейера, обеспечивающего изготовление в заводских условиях частей зданий и сооружений, блочных устройств и установок, их комплектную поставку на строительные площадки с сохранением в построечных условиях лишь простых операций сборки и монтажа зданий и сооружений, а также установки их на фундаменты.

Вопросам дальнейшего повышения индустриализации строительства было посвящено Всесоюзное научно-техническое совещание, проведенное Госстроем СССР и ВДНХ СССР в декабре 1984 г. в Москве, которое рекомендовало:

В проектах предусматривать сокращение объемов и пло-

щадней зданий и сооружений, применение конструкций и деталей с высокой степенью заводской готовности, снижение на этой основе удельного расхода материальных и трудовых ресурсов на создание производственных мощностей и объектов. При проектировании ориентироваться на применение технологического и инженерного оборудования, агрегированного в крупные блоки, использование индустриальных решений для всех строительных элементов зданий, в том числе перегородок, полов, потолков и др., широкое применение зданий, монтируемых из легких полносборных конструкций.

Проекты организации строительства должны содержать решения, обеспечивающие применение индустриальных методов строительства предприятий, зданий и сооружений, современную подготовку строительного производства и выполнение работ интенсивными методами.

Каждый последующий проект должен превосходить аналог по показателям трудоемкости работ и материалоемкости строительства, предусматривать повышение отдачи капитальных вложений.

Необходимо значительно расширить производство объемно-блочных элементов, в том числе для встроенных помещений производственных зданий (узлы управления, трансформаторные и тяговые подстанции, насосные станции, котельные установки, санитарно-кухонные кабины, шахты лифтов и др.). Увеличить долю производства прогрессивных преднапряженных конструкций, несущих и ограждающих конструкций из легких и ячеистых бетонов, индустриальных слоистых панелей, стальных конструкций из сталей повышенной и высокой прочности, обеспечить массовое производство крупно-размерных конструкций покрытий высокой степени заводской готовности на пролет до 24 м, тонкостенных пространственных конструкций, неразрезных колонн на 3—5 этажей и т. п.

Надлежит увеличить выпуск материалов и изделий на основе пластмасс и синтетических смол, а также эффективных теплоизоляционных и гидроизоляционных материалов, асбестоцементных экструзионных панелей, организовать изготовление панелей из цементно-стружечных плит, обеспечить выпуск крупнопанельных гипсовых перегородок, а также перегородок из гипсокартонных и гипсоволокнистых плит.

Для малозатяжного сельского строительства осуществить программу развития производства блоков из гипсобетона и ячеистого бетона.

Поставка строительных материалов и изделий должна осуществляться в комплекте с крепежными, клеящими, герметизирующими, уплотняющими, грунтовыми и другими вспомогательными деталями и материалами в упакованном виде.

Строительным министерствам необходимо осуществлять организационно-технические мероприятия по переводу строительного производства в сборочное, производить работы долговременными потоками из полносборных элементов и готовых конструктивных частей зданий и сооружений. Обеспечить доставку на строительные площадки материалов, деталей и конструкций только в инвентарных средствах (кон-

тейнерах, пакетах, поддонах), сформировать сеть заготовительно-комплекточных баз.

Особое внимание уделить внедрению комплектно-блочного метода строительства, для расширения масштабов которого строительным министерствам нужно предусмотреть ввод в эксплуатацию региональных специализированных сборно-комплекточных предприятий.

Внедрение прогрессивных методов земляных, бетонных, монтажных, погрузочно-разгрузочных, отделочных и других видов работ должно быть подчинено задаче максимального переноса производственных процессов со строительных площадок в заводские условия, а также сокращения затрат ручного, прежде всего тяжелого и малопривлекательного труда. Особую значимость для решения этой задачи приобретает применение манипуляторов, роботов и средств автоматизации строительных машин.

При разработке технологических процессов возведения зданий и сооружений ориентироваться на применение эффективных инвентарных приспособлений, обеспечивающих высокую точность и качество возводимых конструкций, в том числе с предварительным укрупнением сборных элементов на строительной площадке.

Необходимо углубить технологическую специализацию строительства, расширить применение комбинированных форм промышленного и строительного производства, в том числе для изготовления и монтажа отдельных типов конструкций, например фундаментов, полов из монолитного бетона, покрытий кровель, устройства перегородок, подвесных потолков, а также некоторых типов промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений (котельные, комплектно-блочные встроенные помещения, трансформаторные, полносборные фрукто- и овощехранилища и др.).

Строительным министерствам следует утвердить перечень строек, начинаемых с 1986 г. и в последующих годах, которые должны стать эталоном в дальнейшем повышении уровня индустриализации строительства, применении прогрессивных проектных решений, методов организации строительного производства и технологии строительного монтажа работ.

Необходимо создать новую строительную технику и разрабатывать новые технологические процессы строительства на уровне мировых образцов, имея в виду замену трудоемких операций и процессов на высокопроизводительные, основанные на широком использовании принципов химизации, высокотемпературного, электромагнитного и других физических воздействий с целью сокращения продолжительности работ, уменьшения затрат ресурсов, повышения качества строительства.

Научно-исследовательским, проектным и проектно-технологическим организациям необходимо усилить помощь строительным организациям и предприятиям строительной индустрии во внедрении научно-технических достижений, направленных на существенный рост индустриализации строительства, сокращение его трудоемкости и материалоемкости.

Для ускорения индустриализации строительства следует разработать единые стандартизированные требования к порядку обеспечения строек проектно-сметной, организационно-технологической документацией (включая типовые технологические карты), по комплектации строек материальными ресурсами, осуществлению подготовительных работ и мероприятий, предшествующих строительству зданий и сооружений и производству строительного монтажа работ.

Надлежит наладить серийный выпуск новых высокопроизводительных машин, снять с производства устаревшие и малоэффективные их виды, повысить темпы обновления поставляемых строительству средств механизации.

Необходимо разработать и освоить выпуск новых строительных машин большой мощности, универсальных машин, снабженных широким набором сменного рабочего оборудования, мобильных машин для выполнения работ в условиях реконструкции и технического перевооружения предприятий, а также модернизации жилых зданий, машин для производства малообъемных работ на рассредоточенных объектах, машин для производства бетонных работ большой производительности: автобетоновозов и автобетоносмесителей емкостью от 8 м³, мобильных циклических бетоносмесителей производительностью 35 м³/ч, автобетононасосов, спецавтотранспортных саморазгружающихся средств для перевозки индустриальных конструкций, машин для производства отделочных и кровельных работ, устройства полов, строительных машин в северном исполнении.

При планировании необходимо в полной мере учитывать в народнохозяйственных балансах требования, вытекающие из закономерностей развития строительства в условиях его индустриализации. Предусматривать опережающие темпы роста продукции материально-технической базы строительства по сравнению с увеличением объемов строительного монтажа работ с выделением необходимых для этого капитальных вложений.

Полнее учитывать потребности строительства в полимерном сырье и синтетических смолах, добавках-модификаторах для бетонов и других химических материалах, в эффективных марках сталей и профилях проката, высококачественных изделиях лесной и деревообрабатывающей промышленности и др.

Совещание призвало коллективы строительного-монтажного строительства, предприятий стройиндустрии, промышленности строительных материалов, научно-исследовательских, проектно-испытательских и проектно-технологических организаций успешно выполнить план капитального строительства на 1985 г. и одиннадцатую пятилетку в целом, а также достойно встретить XXVII съезд КПСС, добиться значительного повышения уровня индустриализации строительства, что является необходимым условием для существенного роста производительности труда, сокращения продолжительности строительства и его материалоемкости.

Вклад теории железобетона в повышение эффективности строительного производства

За железобетоном твердо закрепились репутация основного конструкционного материала в строительстве. Применение его все расширяется не только по объему, но и по областям использования. К ним в недавнее время добавились промышленные объекты с агрессивными средами, реакторы, их защитные оболочки, сосуды и емкости различного назначения, сооружения для добычи нефти и газа с морских глубин, превышающих сто метров, и другие. Новые области применения выдвинули такие требования к свойствам конструкций и материалов, о которых не было надобности заботиться несколько десятилетий тому назад.

В ответ на изменившиеся требования к бетонам были разработаны методы сквозной или поверхностной пропитки их мономерами с последующей полимеризацией последних, появились новые виды вяжущих. Стремление к уменьшению массы конструкций, а также к повышению их теплозащитных свойств обусловило появление новых видов искусственных пористых заполнителей. Разнообразные заполнители создаются на основе металлургических шлаков и других промышленных отходов в интересах защиты природной среды.

Местные условия в новых районах обширного строительства, например в Западной Сибири, а также истощение карьеров крупного заполнителя в некоторых старых районах сделали экономичным мелкозернистый бетон.

Существенные перемены претерпевает и технология изготовления бетона, в особенности в связи с внедрением добавок-модификаторов, радикально меняющих подвижность бетонной смеси, а также влияющих в ряде случаев на поведение отвердевшего бетона.

Не остаются неизменными и свойства арматуры. Ее механические характеристики повышаются, в частности путем термомеханической обработки. В соединениях арматурных изделий, особенно в стыках сборных конструкций, применяются новые разновидности сварки. Давнишняя идея дисперсного армирования реально осуществляется как в металлическом, так и в неметаллическом вариантах. В ряде конструкций использует-

ся внешнее, в том числе листовое армирование. В большепролетных покрытиях нашли применение стальные мембраны, прикрепленные к железобетонному или трубобетонному контуру, совместно работающие с покрывающим их слоем бетона.

Из сказанного видно, что железобетон в технологическом и конструктивном отношении находится в состоянии непрерывного развития. Массовость его применения обязывает внимательно следить за соответствием его свойств условиям возведения и эксплуатации с тем, чтобы обеспечить конструкциям требуемую надежность и долговечность, а также полнее использовать заложенные в них возможности. Эта задача, прежде всего в отношении механических воздействий, лежит на теории железобетона.

Теория железобетона — раздел дисциплины об этом материале, занимающийся вопросом расчетной оценки состояния конструкций под всеми ожидаемыми или возможными воздействиями на весь срок их службы. Расчетные оценки опираются на данные многочисленных экспериментов, которые непрерывно ведутся в СССР и других технически развитых странах. При этом нередко существенно пополняются знания и меняются представления о свойствах материалов и конструкций, что позволяет по-новому оценивать их реакцию в тех или иных ситуациях. Примером может служить происходящее на наших глазах обогащение представлений о деформациях и прочности бетонов при неоднородных напряженных состояниях.

Множество ситуаций, подлежащих контролю, вызывает необходимость проведения большого числа исследований преимущественно частного характера, которые ограничиваются экспериментами и их обработкой. С обогащением возможностей ЭВМ все шире ведутся численные исследования на основе математических моделей, всегда так или иначе упрощенных, но в основном отвечающих совокупности ранее накопленного опыта.

Практически невозможно в относительно короткий срок испытать элементы из новых материалов на множество

разных нагрузок. Возникает задача разработать комплекс немногочисленных и несложных испытаний, достаточный для того, чтобы дать пусть немного более осторожные, но надежные правила расчета таких конструкций. Она уже решена применительно к ряду воздействий.

Многие исследования ставят себе целью разработать для стержневых конструкций уточненную теорию, учитывающую линейную и нелинейную ползучесть, образование трещин, накопление повреждений, а также геометрическую нелинейность. Такого рода исследования, разумеется, очень сложны, как правило, невыполнимы без помощи ЭВМ, и вряд ли их можно использовать непосредственно в реальном проектировании. Однако они могут сослужить большую пользу, обнаруживая, какие упрощения смогут быть внесены при тех или иных условиях.

Логически переход от отдельных исследований к практике проектирования должен осуществляться в следующем порядке: результат исследований оформляется в виде рекомендаций, которые публикуются и используются для опытного применения. Рекомендации составляются и действуют под ответственность той или иной исследовательской организации. После практической апробации содержание рекомендаций может частично или полностью перейти в нормативные документы или пособия, облегчающие пользование нормами.

Нормы проектирования не могут полностью охватить всех знаний, добытых ко времени составления документов. Объем последних не должен становиться чрезмерным, поэтому второстепенные вопросы ограниченного экономического значения могут быть освещены в пособиях. Вопросы же, ощутимо влияющие на экономику, обязательно должны войти в нормы, даже если трактовка этих вопросов по необходимости отлична от таковой для других задач.

Сопоставление норм проектирования железобетонных конструкций Советского Союза с нормами других стран и международных организаций неизменно показывает, что наши нормы приводят в ряде случаев к более экономичным, в других — к равноценным конструктивным решениям.

А. А. ГВОЗДЕВ, д-р техн. наук, проф., А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук,
Р. Л. СЕРЫХ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Новые нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций

Госстрой СССР утвердил в 1984 г. новую редакцию норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций СНиП 2.03.01—84. При переработке этого документа ставилась задача перейти на единицы Международной системы (СИ), новые буквенные обозначения и на классы бетона по прочности вместо марок в соответствии с введенными в действие в качестве государственных стандартов СССР СТ СЭВ 1052—78, СТ СЭВ 1565—79 и СТ СЭВ 1406—78. Кроме того, предусмотрено применение некоторых видов бетона, не входивших в СНиП П-21-75 — мелкозернистых (песчаных) и на напрягающем цементе; пополнены указания, касающиеся поризованных бетонов. На основе новых экспериментальных и теоретических исследований уточнены требования к трещиностойкости, а также некоторые методы расчета и конструирования главным образом с целью снижения материалоемкости конструкций.

Переход на применение единиц СИ заключался прежде всего в переводе размерных характеристик в новую систему единиц. К ним относятся расчетные сопротивления бетона и арматуры, а также модули упругости, которые вместо кгс/см² теперь выражаются в МПа (1 кгс/см² ≈ 0,098 МПа) с округлением, т. е. имеют примерно в 10 раз меньшие численные значения. Поскольку в переходный период допускается дополнительно в скобках приводить числовые значения в единицах старой системы, в нормах в отдельных случаях во избежание ошибок и несогласованностей сохранены дублирующие значения в кгс/см². Так, если расчетное сопротивление тяжелого бетона класса В20 составляет 11,5 МПа, то его аналогом является значение 117 кгс/см². Таким же образом приведены данные по расчетным сопротивлениям арматуры и модулям упругости бетона и арматуры.

Переход на новую систему единиц потребовал также изменения численных коэффициентов некоторых расчетных за-

висимостей с нарушенной размерностью. К ним, например, относится определение безразмерных параметров в зависимости от прочности бетона — размерной величины, характеризуемой расчетными сопротивлениями бетона, численные значения которых при переходе от кгс/см² к МПа уменьшаются примерно в 10 раз. Например, для параметра ω (характеристика сжатой зоны бетона), определяемого по формуле (26), численное значение коэффициента β при расчетном сопротивлении бетона должно быть увеличено примерно в 10 раз, чтобы при использовании значения расчетного сопротивления в МПа значение параметра ω не изменилось.

Изменения в буквенных обозначениях норм, выполненные согласно СТ СЭВ 1565—79, рассмотрены в отдельной статье*.

Переход от марок к классам по прочности на сжатие и растяжение представляет собой важный и прогрессивный шаг в системе нормирования и реализации показателей прочности бетона. Классы бетона, обозначаемые *B*, отвечают его гарантированной прочности с обеспеченностью 0,95 и численно равны его нормативным сопротивлениям, в то время как марка бетона *M* отвечает его средней прочности. Отсюда соотношение между прочностью, закладываемой в классы и марки бетона, представлено в виде

$$B = M (1 - 1,64 v),$$

где *v* — коэффициент изменчивости прочности бетона. В нормах для тяжелого и легкого бетона он принят равным 0,135.

Переход от марок бетона к классам по прочности обусловлен преимущественно тем, что понятие марка бетона стало устаревать. Изменчивость прочности бетона увеличивается не только в нормах проектирования, но также при контроле однородности и прочности бетона на производстве. По ГОСТ 18105—80 средняя прочность бетона, как правило, от-

* См. статью Л. К. Рулла в этом номере журнала.

личается от проектной марки — в зависимости от значения коэффициента вариации, отвечающего реальным условиям изготовления бетона, она назначается с таким расчетом, чтобы обеспечить значение нормативного сопротивления, т. е. класса бетона. При низком коэффициенте изменчивости завод может получить бетон требуемого класса при более низкой контролируемой средней прочности, т. е. при более низком расходе цемента; высокий коэффициент изменчивости требует увеличения расхода цемента.

Класс бетона является таким образом той величиной, на обеспечение которой нацелен производственный контроль. Характеристика бетонов по классам прочности принята в ряде нормативных документов.

Поскольку классы бетона, характеризующие его прочность при эксплуатации, устанавливаются с обеспеченностью в 95%, то и другие показатели прочности (прочность передаточная, отпускная и т. п.) устанавливаются с той же обеспеченностью.

В проекте новых норм в соответствии с международными стандартами принят следующий параметрический ряд классов бетона по прочности на сжатие: *B1; B1,5; B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60*, а по прочности на растяжение: *B_t0,8; B_t1,2; B_t1,6; B_t2,0; B_t2,4; B_t2,8; B_t3,2*. Цифры при буквенных обозначениях классов *B* и *B_t* означают соответственно прочность бетона на сжатие и растяжение в МПа, определяемую по государственным стандартам на базовых образцах.

Очевидно, что параметрический ряд классов, построенный с определенным округлением, не может в точности совпадать с параметрическим рядом марок, принятых также с округлением, т. е. в параметрическом ряду классов нет точных аналогов маркам бетона. Ниже в таблице даны классы бетона по прочности на сжатие и соответствующие им округленные средние значения прочности в кгс/см² для тяжелого бетона, исчисленные при расчетном значении коэффициента изменчивости, равном 0,135.

В период, когда в производстве наряду с конструкциями, спроектированными по СНиП П-21-75, появятся и спроекти-

Класс, МПа Прочность, кг/см ²	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
	45,8	65,5	98,3	131	164	197	262	327,5	393	459	524	590	655	721	786,5

рованные по новым нормам, может оказаться, что заводу придется одновременно иметь дело с большим числом бетонов разных составов. Из таблицы видно, что число таких случаев не должно быть велико. Кроме того, в переходный период нормами разрешается (при соответствующем обосновании) использование промежуточных классов бетона, приближающихся к наиболее распространенным маркам, например, класса В22,5, отвечающего средней прочности 296 кгс/см², т. е. близкого к марке М300.

В общих положениях норм пересмотрены требования к трещиностойкости конструкций. Хотя эти требования относятся к неагрессивным средам, следует иметь в виду, что неагрессивная среда — понятие условное. Разумно поэтому учитывать выявленную в более суровых условиях сравнительную коррозионную стойкость арматуры разных видов. В результате пересмотра требования к категориям трещиностойкости и раскрытию трещин заметно облегчены для проволочной арматуры, но в некоторых случаях более суровы для стержневой арматуры классов А-V и А-VI.

Мелкозернистые бетоны находят все более широкое распространение в строительстве, поэтому включение их в нормы имеет важное значение. В тех регионах страны, где отсутствует крупный заполнитель, применение таких бетонов оказывается экономически более выгодным, несмотря на некоторый перерасход цемента по сравнению с обычными тяжелыми бетонами.

В нормах мелкозернистые бетоны разделяют на три группы по уровню прочностных и деформационных характеристик, в зависимости от крупности песка и способа тепловлажностной обработки. В целом такие бетоны имеют более низкие деформационные (приближающиеся к упругим) показатели, чем обычные тяжелые бетоны, поэтому в расчетных зависимостях для них используются пониженные эмпирические коэффициенты, в частности коэффициент ω при расчете стержневых элементов по нормальным сечениям (ξ_0 в СНиП II-21-75).

Введены в нормы приобретающие все более широкое распространение самонапряженные конструкции из бетонов на напрягающем цементе. При этом в нормах приводятся только основные положения по проектированию и расчету самонапряженных конструкций (марки по самонапряжению, расчетные сопротивления бетона на напрягающем цементе и др.), а конкретная методика расчета самонапряженных конструкций будет дана в соответствующем пособии.

Большой экономический эффект дает повышение в нормах расчетных сопротивлений арматурных сталей за счет снижения коэффициентов надежности арматуры. Если в действующих нормах коэффициенты безопасности по арматуре K_a составляли для классов А-I и А-III — 1,15, для классов А-II — 1,1, А-IV — 1,2, А-V и А-VI — 1,25, то в новых нормах они именуется коэффициентами надежности γ_a и понижены для классов А-I, А-II до 1,05, А-III — до 1,1 (для диаметра 6—8 мм) и 1,07 (для диаметра 10—40 мм); А-IV и А-V — до 1,15 и класса А-VI — до 1,2. В результате этого расчетные сопротивления арматуры R_a повысились.

Повышение расчетных сопротивлений арматуры оказалось возможным после более углубленного анализа характеристик выпускаемой арматурной стали и улучшения ее качества. Однако следует обратить внимание на то, что снижение запасов и повышение расчетных сопротивлений арматуры требует более ответственного подхода инженеров к расчету и проектированию железобетонных конструкций.

В последнее время исследователи обращали внимание на то, что в результате предварительного напряжения в арматуре могут возникнуть не только упругие, но и пластические деформации, что должно повысить положительное влияние преднапряжения на прочность железобетонных элементов по нормальным сечениям. В новых нормах развитие неупругих деформаций арматуры при ее преднапряжении учитывается путем условного смещения диаграммы « σ_a — ϵ_a », в результате чего требуется меньше удлинение арматуры, чтобы при действии внешней нагрузки достигнуть расчетных сопротивлений R_a , соответствующих условному пределу текучести. В целом это приводит к повышению граничной высоты сжатой зоны и дает возможность увеличить напряжения в арматуре, в особенности вблизи граничной высоты сжатой зоны и при более сильном армировании.

В новых нормах отражено использование в сжатых элементах высокопрочной арматурной стали. Известно, что степень использования такой арматуры на сжатие зависит от деформационной способности бетона, т. е. от значений деформаций его в предельном состоянии сжатого элемента, на которые существенно влияет конструкция поперечного армирования. Применение косвенной арматуры в виде сварных сеток значительно повышает деформативность тяжелого бетона и при соответствующем его на-

сыщении предельные деформации приближаются к значениям, при которых напряжения высокопрочной продольной арматуры достигают условного предела текучести, что дает возможность эффективно использовать ее в сжатых элементах. Степень же использования сопротивления высокопрочной продольной арматуры регулируется ее количеством и мощностью косвенного армирования.

Усовершенствован метод расчета прочности и трещиностойкости железобетонных элементов при действии поперечных сил. Здесь следует отметить учет влияния продольных сжимающих сил и усилия предварительного обжатия, а также сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах на прочность по наклонным сечениям. Указанные факторы существенно повышают предельное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении.

Приведена методика расчета коротких консолей колонн по прочности наклонной сжатой бетонной полосы, располагающейся между грузом и стволом колонны. Принятые расчетные схемы отражают характер напряженного состояния, интерпретируя поток главных сжимающих напряжений в коротком элементе. Применение подкосной системы позволяет повысить расчетную несущую способность коротких элементов и осуществить их более рациональное и экономичное проектирование.

Важное значение имеет включение в нормы новой методики расчета раскрытия наклонных трещин. В отличие от принятой в действующих нормах приближенной эмпирической зависимости новая методика исходит из определенной физической модели, в которой раскрытие трещины рассматривается как накопление относительных взаимных смещений поперечной арматуры и бетона на участках активного сцепления, расположенных по обе стороны от наклонной трещины. При этом напряжения в поперечной арматуре определяются, исходя из равновесия поперечных сил в блоке элемента над наклонной трещиной.

В целом эта методика дает лучшее приближение к опыту и позволяет уменьшить количество поперечной арматуры в тех случаях, когда расчет по раскрытию трещин является определяющим.

Следует отметить также более экономичную методику расчета плит с поперечной арматурой на продавливание и балок с поперечной арматурой на отрыв, в которых учитывается суммарное сопротивление бетона и поперечной арматуры.

Буквенные обозначения, принятые в СНиП 2.03.01—84

С января 1984 г. Госстроем СССР введен в действие в качестве государственного стандарта СССР СТ СЭВ 1565-79 «Нормативно-техническая документация в строительстве. Буквенные обозначения», разработанный на основе аналогичного стандарта № 3898 «Обозначения и основные символы» Международной организации по стандартизации (ИСО).

В соответствии с этим при составлении последней редакции норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций СНиП 2.03.01—84 принята новая система буквенных обозначений, основанная на следующих правилах. Обозначение должно состоять из основного знака и (в необходимых случаях) из одного или нескольких индексов. Основной знак обозначения изображается прописной буквой латинского алфавита (сила; произведение силы на длину; длина в степени, не равной единице); строчной буквой латинского алфавита (размер, отношение усилия к единице длины или площади); прописной буквой греческого алфавита (математические обозначения — сумма, приращение); строчной буквой греческого алфавита (безразмерные величины, напряжения).

Индексы подразделяются на буквенные и цифровые. Буквенный индекс образуется из одной, двух или трех букв, представляющих сокращение соответствующего термина, как правило, английского корня. Двух- и трехбуквенные индексы применяются в том случае, когда использование однобуквенного индекса может привести к неясности, и отделяются запятой.

Цифровой индекс обозначается арабскими цифрами, при наличии буквенного индекса располагается за ним и запятой не отделяется. В одном обозначении применяются, как правило, не более двух буквенных и одного цифрового индекса, при этом на первом месте стоит индекс, обозначающий материал или элемент конструкции.

На основе этих правил установлены обозначения основных величин в области расчета строительных конструкций, включенные в СТ СЭВ 1565—79. Учитывая, что стандарт не содержит обозначений, относящихся к отдельным материалам, следует образовывать необходимые обозначения, руководствуясь указанными принципами.

Сила	F
Продольная сила	N
Поперечная сила	Q
Изгибающий момент	M
Крутящий момент	T
Сила предварительного напряжения	P
Площадь	A
Статический момент сечения	S
Момент инерции сечения	I
Момент сопротивления сечения	W
Сопротивление	R
Модуль упругости	E
Модуль сдвига	G

Обозначения прописными латинскими буквами в большинстве случаев соответствуют принятым в СНиП II-21-75 за исключением: *F* (англ. force) вместо *P*, *T* (англ. torsion) вместо *M_k*, *P* (англ. prestressing) вместо *N₀*, *A* (англ. area) вместо *F*.

Кроме того, прописные латинские буквы приняты для обозначения не содержащихся в стандарте показателей качества бетона: класса по прочности на сжатие *B* (франц. béton) и марок по средней плотности *D* (англ. density), морозостойкости *F* (англ. frost), водонепроницаемости *W* (англ. water).

Обозначения величин латинскими строчными буквами

Расстояние, размер	<i>a</i>
Ширина	<i>b</i>
Высота	<i>h</i>
Высота сжатой зоны	<i>x</i>
Толщина, температура	<i>t</i>
Плечо внутренней пары	<i>z</i>
Пролет элемента	<i>l</i>
Расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента	<i>s</i>
Эксцентриситет	<i>e</i>
Радиус, ядровое расстояние	<i>r</i>
Радиус инерции сечения	<i>i</i>
Количество чего-либо	<i>n</i>
Координаты	<i>x, y, z</i>

Эти обозначения также в целом соответствуют принятым в СНиП II-21-75. Имеется разница лишь в обозначении радиуса инерции сечения — *i* (англ. inertia) вместо *r* и шага хомутов — *s* (англ. step) вместо *u*.

Изменения в буквенных обозначениях СНиП 2.03.01—84 наиболее существенны для безразмерных коэффициентов и индексов.

Безразмерные коэффициенты обозначаются только строчными буквами греческого алфавита, тогда как в СНиП II-21-75 для этих целей использовались как греческие, так и латинские буквы (строчные и прописные). Ниже приведены некоторые характерные обозначения коэффициентов.

Отношение модуля упругости арматуры и бетона	α
Коэффициенты надежности, условной работы, точности натяжения арматуры	γ
Гибкость	λ
Коэффициент армирования	μ
Коэффициент продольного изгиба	ϕ
Относительная высота сжатой зоны	ξ
Коэффициент полноты эпюры напряжений в сжатой зоне	ω

Наиболее серьезные затруднения вызывает на первых порах замена буквенных индексов на основе русских корней латинскими. Использовались, в ос-

новном, индексы, установленные стандартом СЭВ:

Однобуквенные

<i>a</i> — нагрузка случайная (англ. accidental)
<i>b</i> — бетон (франц. béton)
<i>c</i> — сжатие (англ. compressive)
<i>f</i> — полка балки (англ. flange)
<i>f</i> — сила (англ. force)
<i>n</i> — нормативный (англ. norm)
<i>p</i> — напрягаемый (англ. prestressed)
<i>s</i> — арматура (англ. steel)
<i>t</i> — растяжение (англ. tension)
<i>u</i> — предельный (англ. ultimate)
<i>v</i> — объем (англ. volume)
<i>w</i> — стенка балки (англ. web)
<i>y</i> — предел текучести (англ. yield)
<i>x, y, z</i> — направление осей координат

Двухбуквенные

<i>cr</i> — критический (англ. critical)
<i>ef</i> — эффективный (англ. effective)
<i>el</i> — упругий (англ. elastic)
<i>p</i> — пластичный (англ. plastic)

Трехбуквенные

<i>ext</i> — наружный (англ. external)
<i>int</i> — внутренний (англ. internal)
<i>red</i> — приведенный (англ. reduce)
<i>ser</i> — эксплуатационный (англ. service)
<i>tot</i> — суммарный (англ. total)

В дополнение к имеющимся в стандарте из числа однобуквенных образован индекс *l* — длительный (англ. long), двухбуквенных *an* — анкер (англ. anchor), трехбуквенных *con* — контролируемый (англ. control), *cr* — трещина (англ. crack), *cir* — кольцевой (англ. circle), *inc* — наклонный (англ. inclination), *loc* — местный (англ. local), *sup* — опора (англ. support).

Остальные индексы образованы сочетанием приведенных выше. Использование наиболее характерных из них для уточнения основных величин можно видеть из таблицы.

Буквенные обозначения		Значение
СНиП II-21-75	СНиП 2.03.01	
R_{np}	R_{bn}	Нормативное сопротивление бетона
R_0	R_{bp}	
$R_{a,c}$	R_{sc}	Передаточная прочность бетона
F_n	A_{sp}	Сопротивление арматуры сжатию
$k_{б.с(б.р)}$	$\gamma_{bc}(bt)$	Площадь сечения напрягаемой арматуры
		Коэффициент надежности по сжатию (растянутому) бетону
$R_{a,x}$	R_{sw}	Сопротивление поперечной арматуры
R_{ppII}	R_b, ser	
		Сопротивление бетона для предельных состояний второй группы
R_{cm}	R_b, loc	Сопротивление бетона смятию
$a_{т.кр(т,д)}$	$a_{crl}(crc2)$	Ширина непродолжительного (продолжительного) раскрытия трещин
e_{oc}	e_0, tot	Эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести сечения

В заключение необходимо отметить, что при составлении буквенных обозначений следует максимально придерживаться рекомендаций стандарта — по мере возможности упрощать обозначения, избегать сложных индексов, заменяя их цифрами.

С. М. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф., Л. Н. ЗАЙЦЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ);
И. С. УЛЬБИЕВА, инж. (Грозгипросельхозстрой)

Сопротивление плоских железобетонных элементов местному сжатию

Отечественные и большинство зарубежных норм рекомендуют проверять расчетом бетонные и железобетонные конструкции при местном приложении нагрузки по формулам, основанным на известном предложении с уточненными по экспериментальным данным коэффициентами. В экспериментах отмечалось, что разрушению образцов по местному смятию предшествует стадия образования трещин, что прочность бетона на местное смятие зависит не только от призменной прочности бетона, но и от прочности бетона на растяжение и что несущая способность бетонного элемента повышается после установки в элементе арматуры, воспринимающей растягивающие напряжения в области местного сжатия. Все эти обстоятельства следует учитывать особенно при применении высокопрочных бетонов, поскольку отношение прочности бетона на сжатие к прочности бетона на растяжение увеличивается с ростом марки (класса) бетона.

Так, немецкие нормы DIN 1045 снижают отношение прочности бетона на смятие к прочности бетона на сжатие при повышении класса бетона. В большинстве норм других стран, включая СНиП II-21-75, это отношение принимается постоянным. На основе обработки экспериментальных исследований, приведенных в работе [1] и проведенных авторами, предлагается для определения прочности бетона на смятие (п. 3.39 СНиП 2.03.01-84) выражение

$$R_{b, \text{loc}} = \alpha \varphi_b R_b, \quad (1)$$

где $\alpha \varphi_b \geq 1$; $\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{\text{loc}_2}}{A_{\text{loc}_1}}}$; α принимают в зависимости от класса бетона: $\alpha = 1$ для бетонов классов ниже В-25; $\alpha = 13,5 \frac{R_{bt}}{R_b}$ для бетонов классов В-25 и выше.

На рис. 1 приведено сравнительное значение сопротивления бетона смятию к кубиковой прочности $\left(\frac{R_{b, \text{loc}}}{R_{cu}}\right)$ в зависимости от отношения

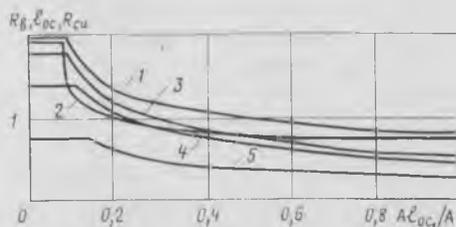


Рис. 1. Несущая способность бетонных элементов при местном приложении нагрузки
1 — по СНиП II-21-75; 2 — по СНиП 2.03.01—84 В45; 3 — СЕВ—FIN Model Code В7,5; 4 — DIN 1045 В7,5; 5 — DIN 1045 В45

площадей $\frac{A_{\text{loc}_1}}{A_{\text{loc}_2}}$ (для квадратного в плане элемента, загруженного квадратным штампом $A_{\text{loc}_1} = A$) по различным нормам.

Если зарубежные нормы допускают снижение прочности при местном сжатии по сравнению с призменной прочностью, то в отечественных введено ограничение [1].

В большинстве экспериментальных исследований отмечается, что перед разрушением элементов от местного сжатия в элементе появляются трещины. Для особо ответственных конструкций необходим расчет на образование трещин. Рассмотрим на примере плоского бетонного элемента, загруженного сосредоточенной силой через полосовой штамп на

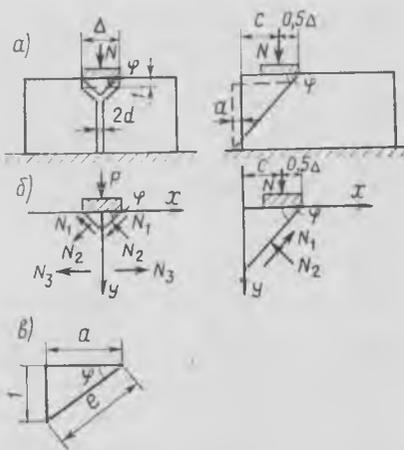


Рис. 2. Расчетная модель (а), схема сил, приложенных к элементу (б) и составляющие единичного вертикального перемещения (в)
Слева — раскол; справа — скол

всю ширину элемента, напряженное состояние в элементе вблизи штампа.

В области, непосредственно соприкасающейся с штампом, отмечается плоское напряженное состояние сжатие-сжатие, а на некотором расстоянии от загруженной грани возникает плоское напряженное состояние сжатие-растяжение. Область, характеризуемая наличием растягивающих напряжений, является наиболее опасной для образования первых трещин. Для этой области, приведенной к однородной, можно записать условие прочности по образованию первых трещин по методике, изложенной в работах [2, 3].

После возникновения трещин в железобетонном элементе растягивающие напряжения воспринимаются арматурой. Принимая расчетные схемы разрушения раскол и скол, можно для определения предельной нагрузки применить кинематический способ метода предельного равновесия (рис. 2). Для удовлетворения одного из условий метода необходимо, чтобы после достижения в арматуре предельных условий (предела текучести на растяжение) было возможно кинематическое изменение системы. В работе [4] получены предельные нагрузки для схемы раскол

$$N_{(2)} = \frac{R_{sh} \Delta b (\text{tg}^2 \varphi + 1) + 2 \sum_{i=1}^n R_s A_s (k \text{tg} \varphi + 1)}{\text{tg} \varphi - k} \quad (2)$$

и для схемы скол

$$N_{(3)} = \frac{R_{sh} b (c + 0,5 \Delta) (\text{tg}^2 \varphi + 1)}{\text{tg} \varphi - k}, \quad (3)$$

где R_{sh} — характеристика сопротивления армированного бетона срезу по наклонной плоскости φ , включая и зацепление бетона, определяемая по методике

$$[5]; \sum_{i=1}^n R_s A_s — \text{усилие, воспринимаемое}$$

продольными стержнями, расположенными в растянутой зоне; k — коэффициент сухого трения по бетонной

поверхности: $k=0,75$; φ — угол плоскости скольжения клина или полуклина, определяемый из условия $\frac{dN}{d\varphi} = 0$:

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,75 +$$

$$+ \sqrt{1,563 \left(1 + \frac{2 \sum_{i=1}^n R_s A_s}{R_{sh} \Delta b} \right)}$$

для схемы раскол; $\operatorname{tg} \varphi = 2$ для схемы скол; c — расстояние от оси штампа до края элемента.

Для проверки теоретических предложений и сравнения с рекомендациями норм испытали 10 серий бетонных и железобетонных образцов, размером $580 \times 280 \times 150$ мм, армированных $\varnothing 6$ —8 А-1, которые отличались классом бетона, положением полосового штампа и его размером, армированием и числом сеток по высоте. В плоском и объемном элементе роль косвенного армирования различна, поэтому для расчета плоского железобетонного элемента, если сохранить общую методику по расчету косвенного армирования, следует учитывать арматуру только в одном направлении и принимать площадь смятия, исключая защитный слой. В таблице и в работе [3] приведено сравнение опытных и теоретических значений.

На рис. 3 показаны результаты расчета несущей способности бетонных и железобетонных элементов по СНиП 2.03.01—84, по методике авторов и опытные данные. Теоретическая кривая несущей способности бетонных элементов, построенная по СНиП 2.02.01—84, и

Марка	Число сеток	N , кН	$\frac{N}{N_{(1)}}$	$\frac{N}{N_{(2)}}$	$\frac{N}{N_{(3)}}$
Па-1	2	349,0	0,74	1,14	0,87
	4	472,4	1,00	1,14	1,18
Пб-1	2	198,5	1,10	1,17	0,98
	4	247,9	1,30	1,00	1,00
Пв-1	2	248,2	0,96	1,37	—
	6	299,3	1,15	0,77	—
Пг-1	2	430,0	0,70	1,59	—
	6	575,0	0,92	1,00	—
Пд-1	2	243,0	0,97	1,25	—
	4	322,8	1,30	0,97	—
Пе-1	2	365,3	0,70	1,64	—
	4	447,4	0,85	1,37	—
Пз-1	2	411,6	0,83	1,10	0,91
	2	474,2	0,87	1,22	1,05
Пб-II	2	504,5	1,11	1,40	0,77
	4	482,5	1,10	0,94	0,65
Пв-II	2	505,0	0,70	1,26	—
	6	682,0	0,91	0,91	—
Пб-III	2	376,0	0,85	1,13	0,63
	4	438,4	1,00	0,90	0,64

N_1 — расчетная разрушающая нагрузка, определенная по методике с уточнениями к СНиП 2.03.01—84; N_2 — расчетная разрушающая нагрузка, определенная по формуле (2); N_3 — то же, по формуле (3).

теоретическая кривая несущей способности плоских элементов, армированных двумя сетками, практически совпадают. На этом основании можно сделать вывод о возможности установки двух конструктивных сеток у загруженной грани

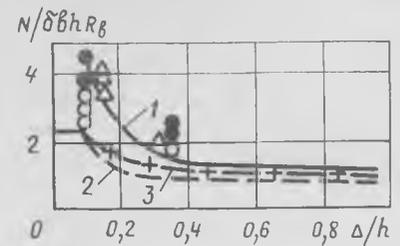


Рис. 3. Несущая способность плоских железобетонных элементов (В15) 1 — по формуле (2), 4 сетки ($\mu = 0,8\%$); 2 — то же, 2 сетки ($\mu = 0,4\%$); 3 — по СНиП 2.03.01—84 (бетонный элемент); ●, ○, △ — по опытам авторов: ● — 4 сетки ($\mu = 0,8\%$); ○ — 2 сетки ($\mu = 0,4\%$); △ — 2 сетки ($\mu = 0,72\%$)

плоских элементов вместо четырех, согласно конструктивным требованиям норм. При установке более двух сеток расчет несущей способности плоских элементов рекомендуется производить по формулам (2), (3).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Williams A. The bearing capacity of concrete loaded over a limited area Cement and concrete association. The chnical report 526. London, 1979.
- Зайцев Л. Н. Прочность железобетонной полосы, загруженной сосредоточенными силами. — В кн.: Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. М., НИИЖБ, 1982.
- Зайцев Л. Н., Ульябиева И. С. Трещиностойкость плоских бетонных и железобетонных элементов при местном приложении нагрузки. — В кн.: Исследования железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. М., НИИЖБ, 1984.
- Крылов С. М., Зайцев Л. Н., Ульябиева И. С. Несущая способность плоских железобетонных элементов при местном приложении нагрузки. — В кн.: Новые конструкции сельскохозяйственных зданий индустриального изготовления и методы их расчета. М., ЦНИИЭПсельстроя, 1984.
- Hofbeck I. A., Ibrahim I. O., Mattock A. A. Shear Transfer in Reinforced Concrete Institute, 1969, № 2.

УДК 624.072.2/3

И. К. БЕЛОБРОВ, канд. техн. наук, О. М. ЛОСКУТОВ, инж. (НИИЖБ)

Оценка динамической прочности изгибаемых элементов по наклонному сечению

В настоящее время прочность железобетонных конструкций по наклонному сечению при действии кратковременных динамических нагрузок рассчитывают по методике СНиП II-21-75, но с учетом динамического упрочнения арматуры и бетона. При этом не учитывается влияние усилия от преднапряжения арматуры, что в отдельных случаях дает существенные расхождения результатов с опытными данными.

В новой редакции СНиП 2.03.01—84 в методику определения сопротивления элементов по наклонному сечению внесены изменения, улучшающие сходимость рассчитанных и опытных данных как для обычных, так и преднапряженных балок с различным содержанием поперечной арматуры на приопорной зоне. Внедрение этой методики для оценки железобетонных элементов на действие поперечных сил при динамическом на-

гружении позволило бы применять при проектировании конструкций различного назначения один инженерный подход. Для ее проверки в НИИЖБ проводили сопоставительные испытания на изгиб обычных и преднапряженных балок при действии статических и однократных динамических нагрузок. Общие размеры и конструкция армирования опытных балок показаны на рис. 1.

Все образцы изготавливали с одинако-

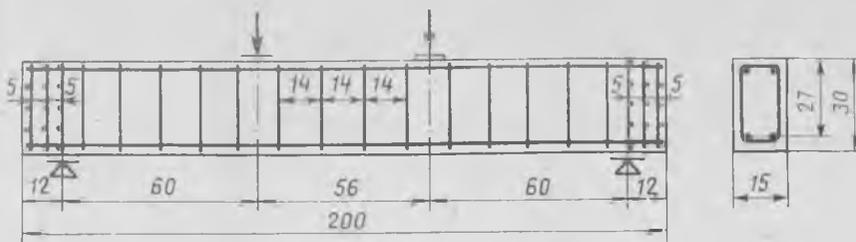


Рис. 1. Конструкция балок

вой по сечению продольной арматурой, состоявшей в растянутой зоне из двух стержней периодического профиля диаметром 16 мм из стали класса Ат-IIIc с пределом текучести 670 МПа, а в сжатой зоне из двух стержней диаметром 12 мм из стали класса А-IV (марки 80С). В преднапряженных балках в нижних продольных стержнях после проявления всех потерь напряжение составило 410 МПа, а в верхних стержнях — 255 МПа. Эпюра напряжений от обжатия в сечении имела практически треугольную форму. Прочность бетона образцов к моменту испытания на изгиб соответствовала марке 300.

Вертикальные хомуты были выполнены из гладкой проволоки диаметром 6 мм из стали класса А-I с пределом текучести 275 МПа, при этом образцы серии I были изготовлены без поперечной арматуры в пролете среза ($\mu_w = 0$), образцы серий II и III с хомутами, расположенными с шагом соответственно 20 ($\mu_w = 0,188\%$) и 12 см ($\mu_w = 0,314\%$). Для лучшей передачи напряжения с арматуры на бетон и обеспечения надежной анкеровки напрягаемых стержней в бетоне, а также предотвращения раскалывания торцов в приопорной части балок устанавливали по 3 сетки из проволоки диаметром 5 мм из стали класса В-I с расстоянием между ними 5 см. Образцы серии III с максимальным поперечным армированием были запроектированы равнопрочными по наклонному и нормальному сечениям.

Для выявления напряженно-деформированного состояния балок в процессе изготовления, а затем при испытании на изгиб, на продольную и поперечную арматуру, а также на бетон в некоторых сечениях приопорной зоны наклеивали тензорезисторы. Прогобы измеряли в средней части пролета и под грузами. Образцы испытывали по схеме однопролетной балки с двумя сосредоточенными грузами, расположенными в третях пролета, причем из каждой серии один образец испытывали статической нагрузкой, а два-три — динамической. При статических испытаниях этапы нагружения составляли 0,1 ожидаемого

разрушающего усилия, с выдержкой на каждом этапе 8—10 мин. При динамических испытаниях образцы разрушались в течение 0,04—0,1 с. При таких испытаниях нагрузку, реакции опор, деформации бетона и арматуры, прогибы балок регистрировали осциллографическим способом.

Испытания показали, что в зависимости от процента поперечного армирования, наличия преднапряжения и вида прикладываемой нагрузки испытанные образцы имели разный характер разрушения. Образцы всех серий без преднапряжения, преднапряженные образцы серии I при статическом и динамическом нагружении, а также один образец серии II при статическом испытании разрушились по наклонному сечению. Все остальные преднапряженные образцы серий II и III при статических и динамических испытаниях разрушились по нормальному сечению в зоне постоянно-го момента.

В связи с тем, что часть образцов разрушилась по нормальному сечению, три образца от каждой серии с преднапряжением испытывали динамической нагрузкой при уменьшенном расстоянии от опоры до сосредоточенной силы (Н1Д3, Н2Д3, Н3Д3). При этих испытаниях балки серий I и II разрушились по наклонному сечению, а серии III — по нормальному.

Изменение разрушающих нагрузок в зависимости от процента поперечного армирования, наличия преднапряжения, характера нагрузки опытных балок показано на рис. 2. Сопротивление обычных и преднапряженных балок по наклонному сечению увеличивается с ростом поперечного армирования, увеличением скорости нагружения и, что главное — при наличии преднапряжения. Из сравнения несущей способности испытанных статической нагрузкой балок следует, что преднапряжение, которое во всех балках было практически одинаковым, повысило прочность наклонного сечения для образцов серии I на 53%, II — на 33%, а III — не менее чем на 24%. Для образцов, испытанных динамической нагрузкой, прочность возросла для балок серии I на 81, а II и III — соответственно не менее чем на 43 и 15%.

Опытные балки рассчитывали по методикам СНиП II-21-75 и СНиП 2.03.01—84. Для образцов, испытанных динамической нагрузкой, расчет выполняли с учетом динамического упрочнения бетона и арматуры. Результаты расчетов в сопоставлении с опытными величинами при статическом и однократном динамическом нагружении приведены в таблице.

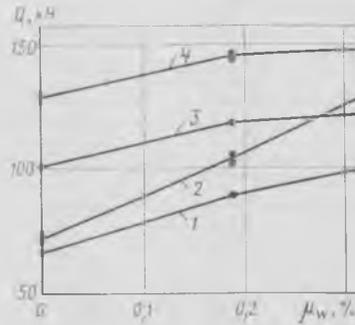


Рис. 2. Изменение разрушающей нагрузки балок в зависимости от μ_w , наличия преднапряжения и характера нагрузки
1 — обычные балки при статическом нагружении; 2 — то же, при динамическом; 3 — преднапряженные при статическом нагружении; 4 — то же, при динамическом

Таблица

№ серии	Коэффициент поперечного армирования $\mu_w, \%$	Шифр балки	$Q_{оп},$ кН	СНиП 11-21-75		СНиП 2.03.01—84	
				$Q_p,$ кН	$\frac{Q_p}{Q_{оп}},$ %	$Q_p,$ кН	$\frac{Q_p}{Q_{оп}},$ %
I	0	О1С1	66,0	51,7	78,3	64,7	98,0
		Н1С1	101,0	49,8	49,3	80,4	79,6
		О1Д1	73,0	62,6	85,8	78,2	107,1
		Н1Д1	130,0	63,0	48,5	96,5	74,2
		О1Д2	70,8	63,4	89,5	79,3	112,0
		Н1Д2	127,4	62,6	49,1	96,6	75,8
		Н1Д3	—	—	—	—	—
II	0,188	О2С1	89,0	95,5	107,3	89,4	100,4
		Н2С1	119,0	95,6	80,3	111,4	93,6
		О2Д1	101,7	121,8	119,8	114,0	112,1
		Н2Д1*	146,0	121,8	83,4	140,7	96,4
		О2Д2	105,2	122,1	116,0	114,3	108,7
		Н2Д2*	164,0	130,5	79,6	152,7	93,1
		Н2Д3	186,5	147,9	79,3	173,6	93,0
III	0,314	О3С1	99,0	112,0	113,1	104,5	105,6
		Н3С1*	123,5	115,9	93,8	115,9	93,8
		О3Д1	124,0	147,5	119,0	137,7	111,0
		Н3Д1*	143,5	127,6	88,9	127,6	88,9
		О3Д2	134,5	146,9	109,2	137,2	102,0
		Н3Д2*	154,0	129,0	83,8	129,0	83,8
		Н3Д3*	223,0	165,4	74,2	195,0	87,4

Примечания. *Разрушение по нормальному сечению. Над чертой — для обычных балок, под чертой — преднапряженных

В СНиП II-21-75 влияние преднапряжения не учитывалось, а согласно СНиП 2.03.01—84 несущая способность по наклонному сечению преднапряженных элементов повышается введением коэффициента $\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0}$, где N — продольная обжимающая сила от преднапряжения в продольной арматуре.

Как видно из таблицы, прочность преднапряженных образцов без поперечной арматуры, рассчитанная по прежнему методу, более чем в 2 раза ниже фактической несущей способности

по наклонным сечениям как при статическом, так и динамическом нагружении, а результаты расчета по новой методике ниже опытных данных на 20—26%.

Если считать, что преднапряженные образцы серии II разрушились при динамическом нагружении как равнопрочные по нормальному и наклонному сечениям, то результаты расчета по прежней методике будут в среднем ниже на 18, а по новой — на 6%.

Выводы

Преднапряжение существенно повышает прочность приопорных зон изгибаемых элементов по наклонному сече-

нию как при статическом, так и при динамическом нагружении.

Результаты расчета прочности железобетонных преднапряженных балок по новой методике ближе согласуются с экспериментальными данными как при статических, так и динамических нагрузках (в последнем случае учитываются динамические прочностные характеристики арматуры и бетона). Это указывает на возможность использования методики СНиП 2.03.01—84 для расчета прочности железобетонных элементов по наклонному сечению при действии кратковременных динамических нагрузок.

Заведующему кафедрой железобетонных конструкций Всесоюзного заочного инженерно-строительного института, доктору технических наук, профессору Виталию Михайловичу Бондаренко в июне исполняется 60 лет.

Редколлегия и редакция журнала «Бетон и железобетон» сердечно поздравляют юбиляра — участника Великой Отечественной войны, награжденного многими боевыми наградами, и желают ему крепкого здоровья, долгих лет жизни, успехов в развитии теории железобетона и подготовке научных и инженерных кадров.

УДК 624.012.45:539.376

В. М. БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф. (ВЗИСИ)

О рекомендациях по учету усадки и ползучести бетона при расчете железобетонных конструкций

Сопротивление деформированию и разрушению железобетона определяется свойствами составляющих его материалов — бетона и арматуры, а также характером их совместной работы. Сопротивление бетона меняется по мере его старения и зависит от температуры, влажности и других характеристик среды. Как и другие конструкционные материалы, бетон деформируется нелинейно. Это значит, что силовые деформации непропорциональны вызвавшим их напряжениям (при относительно невысоких уровнях напряжений разрешается условнолинейная постановка задачи). Часть деформаций развивается мгновенно, вслед за изменениями напряжений; другая часть запаздывает, лишь следуя во времени за напряжениями и после стабилизации последних стремится при данном их уровне к некоторой предельной величине (эта часть деформаций называется деформациями ползучести). При разгрузке силовые деформации восстанавливаются неполностью, т. е. проявляется их необратимый характер.

Бетон также деформируется при изменении температуры и влажности среды. Температурные деформации развиваются условно-мгновенно, влажностные деформации и усадка — с запаздыванием. При стеснении температурных и влажностных деформаций в элементах появляются напряжения, называемые собственными напряжениями.

Величины мгновенных деформаций считаются не зависящими от режима нагружения, а определяются только конечными величинами деформирующих факторов и возрастом бетона к моменту наблюдения. Величины запаздывающих деформаций обуславливаются возрастом бетона, уровнем и режимом внешних воздействий, отражают эффекты старения и наследственности.

При деформировании структура бетона меняется, в нем появляются трещины; по мере увеличения нагрузки число и размеры трещин увеличиваются вплоть до разрушения материала. Однако прикладная теория сопротивления железобетона указанные структурные

изменения непосредственно не учитывает, а уравнения механического состояния бетона строятся феноменологически.

Арматурная сталь также деформируется нелинейно и с запаздыванием, при нормальной температуре ползучесть мягких, малоуглеродистых сталей мала и ею пренебрегают; уравнения механического состояния арматурной стали, используемые в теории железобетона, также являются феноменологическими.

Действующие для расчета железобетонных конструкций СНиП учитывают в ряде задач нелинейность деформирования и ползучесть материалов, а также некоторые особенности совместной работы бетона и арматуры. Однако это осуществляется по эмпирическим формулам весьма приближенно и на разной методологической основе. Между тем интересы дальнейшего уточнения резервов сопротивления деформированию и несущей способности железобетонных конструкций требуют привлечения для их расчетов современной теории ползучести. Результаты научных исследований позволяют в настоящее время построить необходимые прикладные решения и разработать соответствующие Рекомендации для проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Общая теория ползучести, представляющая собою фундамент решения указанных задач, создана Н. Х. Арутюняном, Г. А. Ваниным, И. И. Гольденблатом, А. А. Ильюшиным, А. М. Качановым, Н. Н. Малининым, Б. Е. Победря, А. Н. Подгорным, А. М. Проценко, Ю. Н. Работновым, А. Р. Ржаницыным, М. И. Розовским, С. А. Шестериковым и др.

Весомый вклад в теорию железобето-

на с учетом ползучести его материалов внесен С. В. Александровским, П. И. Васильевым, Г. С. Варданяном, Г. Д. Вишневецким, А. А. Гвоздевым, Г. А. Гениевым, А. Б. Гольшевым, Ю. В. Зайцевым, Ю. К. Зарецким, А. П. Кирилловым, А. В. Носаревым, В. Д. Потаповым, И. Е. Прокоповичем, Р. С. Санжаровским, И. Б. Соколовым, В. Д. Харлабом и др. Это послужило основой для разработки Рекомендаций по учету ползучести и усадки при расчете бетонных и железобетонных конструкций (НИИЖБ, ЦНИИС Минтранстроя, ВЗИСИ, ЛПИ и ОИСИ при участии ряда других организаций).

Рекомендации содержат указания по учету ползучести и усадки при расчете стержневых элементов бетонных и железобетонных конструкций, а также конструкций, рассчитываемых аналогичными способами, выполняемых из тяжелого бетона без предварительного натяжения и с предварительным натяжением арматуры. В зависимости от требуемой точности расчета и уровня действующих нагрузок Рекомендации предусматривают использование линейных и нелинейных постановок задач и содержат соответствующие алгоритмы решений; при этом учитывается возможность воздействия на конструкции силовых нагрузок и (или) вынужденных деформаций, включая смещение опор и изменение температуры и влажностного состояния бетона (при ограничивающем условии $-40^{\circ}\text{C} < T < +50^{\circ}\text{C}$; $30\% < W\% < 100\%$).

Внешние силовые нагрузки определяются согласно соответствующим главам СНиП, возраст бетона к началу силового нагружения и началу учета температурно-влажностного деформирования определяется технологическими этапами изготовления и монтажа конструкции. Технологические температуры и влажность среды устанавливаются заданием на проектирование, а при их отсутствии — по отраслевым техническим условиям; расчетные летняя и зимняя температуры наружного воздуха самого жаркого и самого холодного месяца согласно СНиП, а при их отсутствии — на основании задания на проектирование.

Усилия, возникающие при изменении температуры конструкции, принимаются как однократно приложенные длительно действующие внешние нагрузки; воздействия, связанные с неравномерной осадкой опор в статически неопределимых системах, считаются мгновенно зафиксированными или монотонно изменяющимися по законам, обоснованным результатами экспериментальных или натуральных наблюдений. При расчете

сооружений, возводимых методом последовательного наложения связи, деформации, накопленные при работе по разрезной схеме, рассматриваются как вынужденные перемещения в неразрезной системе, сохраняющиеся после замыкания связей.

В качестве нормативных характеристик деформируемости бетона принимаются среднестатистические значения соответствующих величин при некоторых базовых условиях. При подстановке в расчетные формулы нормативных значений деформативных характеристик усадки и ползучести умножают на частные коэффициенты, учитывающие отклонения от фактических условий; если воздействие длительной нагрузки имеет вибрационный характер, то предельное значение меры ползучести умножается на коэффициент виброползучести.

Известно, что нелинейная постановка задачи по сравнению с линейной приводит не только к количественным уточнениям решения, но и во многих случаях к качественно новым результатам. Так, в линейной постановке для статически неопределимых однородных систем не удается выявить перераспределение усилий, для внецентренно сжатых гибких стержней не применимы экстремальные критерии устойчивости, поглощение энергии при колебании тел представляется независимым от величины действующих напряжений и т. п. В общем случае никакое введение корректирующих коэффициентов не может изменить этого факта. Вместе с тем точной реализации нелинейной постановки свойственна большая математическая усложненность, существенно ограничивающая ее практическое применение.

В связи с этим в рассматриваемых Рекомендациях по учету усадки и ползучести бетона при расчете железобетонных конструкций осуществлено следующее.

Используются приближенные решения нелинейных задач, дающие удовлетворительные количественные оценки и сохраняющие качественную специфику результатов; влияние уровня действующих усилий и режимно-наследственных факторов ползучести учитывается независимо для сечения железобетонного элемента в целом; нелинейность деформирования при этом сводится к рассмотрению конструкции с расчетно-переменными в зависимости от уровня, режима и длительности усилий жесткостями; в необходимых случаях используется метод последовательных приближений.

Устанавливается с учетом класса

ответственности конструкции, класса бетона и расчетной длительности нагружения по ожидаемым уровням напряжений (или усилий) область допустимости линейной постановки задачи.

Считается возможным при определении потерь предварительного напряжения в арматуре, исходя из общепринятых уровней натяжения, ограничиться линейным решением, условно повысив значения предельной меры ползучести бетона.

Даются в требуемой последовательности конкретные алгоритмы решения всех задач и подробные примеры.

Кроме того, с учетом требуемой точности и для упрощения расчетных алгоритмов для нарастающих и для убывающих во времени напряжений принята единая запись меры ползучести.

При оценке усадки бетона не рассматривается ее связь с напряженным состоянием материала, а влияние уровня и режима изменения влажности учитывается усредненно.

Упомянутый выше коэффициент виброползучести ($\xi > 1$), на который умножается мера простой ползучести, соответствует наиболее распространенному случаю нагружения: статические нагрузки постоянны, динамические нагрузки вызывают стационарные гармонические колебания. Его значение зависит от величины действующих напряжений, частоты колебаний и асимметрии динамического нагружения, а также от механических свойств бетона. При назначении коэффициента виброползучести были использованы обоснованные экспериментальные предпосылки о независимости количества рассеянной в единице объема колеблющегося тела энергии за один цикл нагружения от частоты колебаний и о подобии кривых ползучести и кривых виброползучести; кроме того, в целях упрощения вычислений использованы предложения Н. Н. Давиденкова о симметрии петли гистерезиса. В аналогичных целях связь коэффициента виброползучести и характеристики асимметрии динамического нагружения принята линейной.

Рекомендации излагают способы оценки потерь предварительного напряжения арматуры от ползучести и усадки бетона, расчета прогибов конструкции, прогноза перераспределения усилий в статически неопределимых системах, определение критических сил для внецентренно сжатых элементов. Разработаны вспомогательные таблицы. Все решения сведены к простым формулам и алгоритмам и иллюстрированы подробными примерами. Показана экономическая эффективность применения Рекомендаций.

Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям напряжения — деформации бетона и арматуры

Практикой установлено, что теория расчета внецентренно сжатых железобетонных элементов с арматурой, обладающей площадкой текучести, себя оправдала. Однако в связи с широким использованием высокопрочной арматуры без площадки текучести в этот метод потребовалось ввести поправки, которые, обеспечивая достоверность расчета, все же ухудшают представление о физической сущности явления. Поэтому назрела необходимость в разработке способов улучшенной оценки предельного состояния железобетонных элементов, с учетом неупругих свойств бетона и арматуры, определяемых экспериментально.

Для неупругого деформирования бетона при сжатии в международных рекомендациях ЕКБ — ФИП имеются некоторые указания, для бетонов марок М200—М600 предложены зависимости $\sigma_\epsilon = f(\epsilon_\sigma)$ с учетом начального участка нисходящей кривой, с конечными деформациями $\epsilon_k = 0,0027 \dots 0,0037$. Однако полное разрушение бетона в железобетонных элементах происходит при значительно больших краевых деформациях. Получить вполне устойчивые экспериментальные данные о полной нисходящей ветви диаграммы $\sigma_\epsilon = f(\epsilon_\sigma)$ сжатого бетона практически не представляется возможным. Отдельные исследователи предлагают аппроксимировать нижнюю часть нисходящей ветви касательной к ней в точке σ_k . На рис. 1 приведена зависи-

мость $\sigma_\epsilon - \epsilon_\sigma$ с учетом этой аппроксимации.

Рассмотрим предельное напряженно-деформированное состояние весьма малого участка внецентренно сжатого элемента единичной длины, включающего нормальную трещину в бетоне растянутой зоны (рис. 2). Примем во внимание общие геометрические закономерности плоского деформирования, установленные в сопротивлении материалов. На схемах деформаций и напряжений сжатой зоны фиксированы для бетона краевые значения $\sigma_\epsilon, \epsilon_\sigma$, а также значения σ_k и ϵ_k , соответствующие диаграмме, показанной на рис. 1.

Деформации арматуры и относительная высота сжатой зоны бетона

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_a &= \epsilon_\sigma \frac{1 - \varphi}{\varphi}; \\ \epsilon'_a &= \epsilon_\sigma \frac{\eta \varphi - \frac{a'}{h_0}}{\varphi}; \\ \varphi &= \frac{z_1 + y}{h_0} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Равнодействующая напряжений сжатой зоны бетона определяется из выражения

$$N_\sigma = \int_0^{z_1} \sigma_\epsilon dF + \sigma_{cp} b y, \quad (2)$$

где $dF = b dz$; $dz = \frac{z}{\epsilon_k} d\epsilon_\sigma$.

Тогда

$$N_\sigma = b \frac{z_1}{\epsilon_k} \int_0^{\epsilon_k} \sigma_\epsilon(\epsilon_\sigma) d\epsilon_\sigma + \sigma_{cp} b y = \zeta = b \gamma_1 z_1 + \sigma_{cp} b y. \quad (3)$$

Условие равенства проекций внешней силы N и внутренних усилий в бетоне и арматуре на продольную ось элемента может быть записано в виде

$$N = b \gamma_1 z_1 + \sigma_{cp} b y + \sigma'_a F'_a - \sigma_a F_a. \quad (4)$$

Момент сжимающих напряжений в бетоне относительно нулевой оси нормального сечения элемента

$$M_\sigma = b \frac{z_1^2}{\epsilon_k} \int_0^{\epsilon_k} \sigma_\epsilon(\epsilon_\sigma) d\epsilon_\sigma + \sigma_{cp} b y \times (\Delta + z_1) = b \gamma_2 z_1^2 + \sigma_{cp} b y (\Delta + z_1). \quad (5)$$

Коэффициенты γ_1 и γ_2 имеют постоянные значения и являются характеристиками бетона (см. таблицу). Они вычислены по аналитической зависимости $\sigma_\epsilon = f(\epsilon_\sigma)$, предложенной в работах [1, 2], учитывающей все нормируемые показатели бетона, имеющиеся в СНиП II-21-75 и рекомендациях ЕКБ — ФИП.

Условие равенства моментов внутренних сил, взятых относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения продольной силы N , запишется в виде

$$b (\gamma_1 - \gamma_2) z_1^3 + b \gamma_1 z_1 + \sigma_{cp} b y (f - \Delta) + \sigma'_a F'_a e' - \sigma_a F_a e = 0, \quad (6)$$

где $z_1 = \frac{\epsilon_k}{\epsilon_\sigma} \varphi h_0$; $y = \varphi h_0 - z_1$;

$$f = e - h_0 + y; \quad \Delta = \frac{y}{3} \times$$

$$\times \frac{2\sigma_\sigma + \sigma_k}{\sigma_\sigma + \sigma_k};$$

$$\sigma_\sigma = 0,85 R_{np} - (\epsilon_\sigma - \epsilon_k) E_k;$$

$$\sigma_k = 0,85 R_{np};$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_\sigma - \sigma_k}{2}.$$

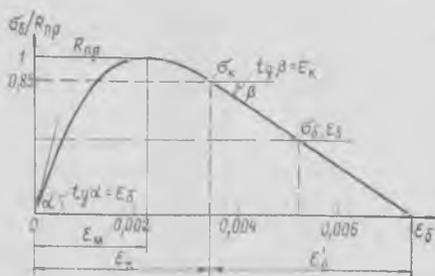


Рис. 1. Общий график зависимости напряжения — деформации однородно сжатого бетона с нисходящей ветвью

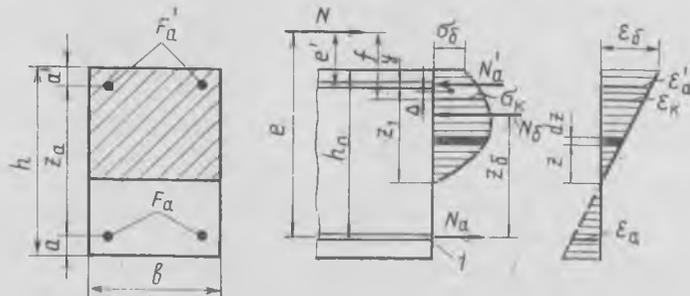


Рис. 2. Схема усилий, напряжений и деформаций бетона и арматуры в расчетном сечении
1 — трещина

причем значения z_1 и e_0 определяют итерационным способом. Сначала фиксируют один показатель деформации бетона $e_{0(1)}$ на нисходящей ветви зависимости $\sigma_6 - e_6$ за отрезком e_k . Затем задаются начальным значением $\varphi_{(1)}^{1,н}$. По выражениям (1) вычисляют $e_{a(1)}^{1,н}$ и $e_{a(1)}^{1,н}$, а по зависимостям $\sigma_a - e_a$ находят напряжения, соответствующие этим деформациям. Подставляя $y_{(1)}^{1,н}$, $f_{(1)}^{1,н}$, $\Delta_{(1)}^{1,н}$; $\sigma_{с.р(1)}$ в выражение (6), получают конечное на первом цикле вычислений значение $z_{1(1)}^{1,к}$, а следовательно, и $\varphi_{(1)}^{1,к} = \frac{z_{1(1)}^{1,к} + y_{(1)}^{1,н}}{h_0}$. Естественно, что $\varphi_{(1)}^{1,н} \neq \varphi_{(1)}^{1,к}$.

Во втором цикле вычислений принимают новое начальное значение $\varphi_{(1)}^{2,н} = 0,5 (\varphi_{(1)}^{1,н} + \varphi_{(1)}^{1,к})$, после чего, повторив расчет, находят $\varphi_{(1)}^{2,к}$. Когда достигнут приближенного равенства $\varphi_{(1)}^{n,н} = \varphi_{(1)}^{n,к}$, принимают как окончательное $\varphi_{(1)} = 0,5 (\varphi_{(1)}^{n,н} + \varphi_{(1)}^{n,к})$. Для этого значения устанавливают значения вспомогательных величин, после чего вычисляют продольную силу N с использованием выражения (4). В системе координатных осей $N - e_6$ отмечают точку, отвечающую вычисленным показателям. Полученное значение продольной силы является случайным, поскольку деформации бетона $e_{0(1)}$ назначались произвольно. Поэтому выполняют такие же вычисления, задавая еще несколькими значениями e_6 . В результате в системе координатных осей $N - e_6$ по нескольким точкам строят график (рис. 3). Его экстремум определяет искомое предельное значение продольной силы.

Натяжения в арматуре не должны превышать $\sigma_a \leq 0,9\sigma_{0,2}$ при сжатии и $\sigma_a \leq 0,9\sigma_{вр}$ при растяжении.

Поясним методику примером расчета одного из опытных образцов железобетонной колонны, испытанной в НИИЖБ, и сравним полученный результат с расчетом по СНиП II-21-75.

Опытные данные: бетон марки М700, $R_{пр} = 59,9$ МПа; $E_0 = 3,62 \cdot 10^4$ МПа; арматура класса А-IV, $F_a = F'_a = 7,6$ см²; $h_0 = 26,1$ см; $b = 27,4$ см; $a = a' = 4$ см; $e_0 = 12$ см; $e' = 0,95$ см; $e = 23,05$ см; предельная сжимающая сила $N = 175 \cdot 10^4$ кН. Для данной марки бетона $\gamma_1 = 37,31$ МПа; $\gamma_2 = 24,06$ МПа; $E_k = 3,58 \cdot 10^4$ МПа; $e'_0 = 0,002421$; $e_k = 0,0027$.

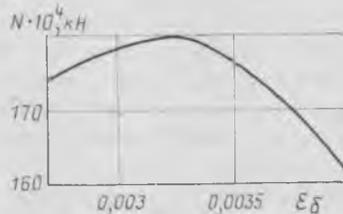


Рис. 3. График зависимости продольной силы от деформаций сжатого бетона

Назначаем крайние деформации бетона $e_{0(1)} = 0,0035$. Задаемся начальным значением относительной высоты сжатой зоны $\varphi_{(1)}^{1,н} = 0,633$. По формулам (1) $e_{a(1)}^{1,н} = 0,00202$; $e_{a(1)}^{1,н} = 0,00266$.

По экспериментальным зависимостям, полученным при испытании арматуры, $\sigma_{a(1)}^{1,н} = 385$ МПа; $\sigma_{a(1)}^{1,н} = 500$ МПа. $z_{1(1)}^{1,н} = 12,745$ см; $y_{(1)}^{1,н} = 3,776$ см; $f_{(1)}^{1,н} = 0,726$ см; $\sigma_{6(1)} = 22,25$ МПа; $\sigma_k = 0,85$; $R_{пр} = 50,92$ МПа, $\sigma_{с.р(1)} = 36,58$ МПа, $\Delta_{(1)}^{1,н} = 1,3$ см.

Подставляя найденные значения в выражение (6), получаем квадратное уравнение $360,1z_{1(1)}^{2,1,к} + 742,1z_{1(1)}^{1,к} - 67287 = 0$.

Из его решения $z_{1(1)}^{1,к} = 12,63$ см, чему

соответствует $\varphi_{(1)}^{1,к} = 0,627$ см. Поскольку $\frac{\varphi_{(1)}^{1,н} - \varphi_{(1)}^{1,к}}{\varphi_{(1)}^{1,к}} = 0,9\% < 1\%$, принимаем

как окончательное $\varphi_{(1)} = 0,63$. Для этого значения, повторив расчет, определяем $z_{1(1)} = 12,73$ см, $y_{(1)} = 3,77$ см, $\sigma_{a(1)} = 390$ МПа; $\sigma_{a(1)} = 500$ МПа. Подставив эти значения в выражение (4), находим продольную силу $N_{(1)} = 176,28 \cdot 10^4$ кН.

Задаемся еще несколькими значениями крайних деформаций бетона в пределах участка e'_0 зависимости $\sigma_6 - e_6$. Производя аналогичные вычисления, получим еще несколько значений продольных сил. Результаты расчетов наносим на график (см. рис. 3). По графику предельное значение продольной силы, которое может воспринять элемент, равно $179,5 \cdot 10^4$ кН.

При вычислениях несущей способности элемента одновременно устанавливают предельные деформации бетона на внешней грани сжатой зоны, а также относительные деформации и напряжения в растянутой и сжатой арматуре. В примере $e_6 = 0,00325$; $e_a = 0,00189$, $e'_a = 0,00246$, $\sigma_a = 335$ МПа, $\sigma'_a = 440$ МПа. Расхождение вычисленного значения продольной силы с опытным составило 2,5%. Расчет по СНиП II-21-75 дает значение $N = 159,75 \cdot 10^4$ кН, которое от опытного отличается на $-9,5\%$.

Предлагаемый метод расчета базируется на реальных неупругих зависимостях между напряжениями и деформациями бетона и арматуры и наиболее общих расчетных предположках. Поэтому он пригоден при внецентренном сжатии, когда все сечение сжато, изгибе, центральном сжатии, а также для элементов любой формы поперечного сечения.

При расчете предельного по прочности напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента на основе учета неупругих зависимостей напряжения — деформации для бетона и арматуры об элементе получается достаточно полная информация — предельная несущая способность, предельная сжимаемость бетона на внешней грани сжатой зоны, деформации и напряжения сжатой и растянутой арматуры. Эта информация может быть использована для улучшения конструктивных параметров сечения элемента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков В. Н., Горбатов С. В., Дмитриев З. А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей. — Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1977, № 6.
2. Горбатов С. В. Несущая способность изгибаемых элементов с арматурой, имеющей площадку текучести, при учете неупругих свойств бетона. — Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1981, № 10.

Параметры	Марка бетона							
	200	250	300	350	400	450	500	600
$R_{пр}$, МПа	15,00	18,63	22,20	25,73	29,20	32,63	36,00	43,20
$e_k \cdot 10^{-3}$	3,70	3,60	3,50	3,40	3,30	3,20	3,10	2,90
$e_m \cdot 10^{-3}$	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20
$E_k \cdot 10^4$, МПа	3,12*	4,05	5,15	6,43	7,96	9,78	12,00	18,54
	3,10	4,00	5,10	6,40	7,91	9,76	12,00	18,53
$e'_0 \cdot 10^{-3}$	4,09	3,91	3,67	3,40	3,12	2,84	2,55	1,98
	4,11	3,96	3,70	3,42	3,14	2,84	2,55	1,98
γ_1 , МПа	12,60	15,30	18,00	20,50	22,90	25,20	27,30	31,00
	12,40	15,10	17,80	20,30	22,70	24,90	27,00	30,70
γ_2 , МПа	7,00	8,60	10,20	11,70	13,30	14,70	16,10	18,80
	6,90	8,60	10,10	11,70	13,20	14,60	16,00	18,70

*Над чертой — бетон естественного твердения; под чертой — пропаренный бетон при атмосферном давлении.

Особенности расчета конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок

При решении многих инженерных задач в строительстве и других областях техники все чаще приходится сталкиваться с расчетом конструкций на кратковременные динамические нагрузки. Для гражданских и промышленных зданий и сооружений такими нагрузками являются случайные однократные воздействия аварийного типа (взрывы газов и пылевоздушных смесей, паровых котлов, обрушения, удары и т. п.). Для специальных защитных сооружений (убежищ гражданской обороны) динамическую нагрузку создает взрыв обычных или ядерных зарядов. Эти воздействия объединяют кратковременность действия и высокий уровень нагрузок.

Если динамические нагрузки превосходят уровень временных эксплуатационных, то в конструкциях возникают пластические деформации, локальные повреждения и даже разрушения отдельных элементов. В некоторых случаях можно проектировать сооружение, исходя из требования, что оно должно выдержать однократное действие нагрузки не обрушившись. Такие конструкции могут оказаться непригодными для дальнейшей нормальной эксплуатации, но они выполнили свои функции, обеспечив защиту людей и оборудования. В этих случаях полностью используются прочностные свойства материалов конструкций, благодаря чему получаются более экономичные конструктивные решения по сравнению с конструкциями, в которых не допускаются пластические деформации.

Первые труды, в которых была обоснована возможность кратковременной работы конструкций в пластической стадии и сформулированы методы их расчета, опубликованы в 1942—1943 гг. [1]. Интенсивное развитие этого направления в теории динамического расчета приходится на 50—60-е гг., причем вначале для металлических конструкций, а затем для железобетонных.

Отдельные элементы и несущая система здания в целом рассчитываются на особое сочетание нагрузок по первой группе предельных состояний: для пред-

отращения потери способности к дальнейшей эксплуатации здания — состояние 1^а, к обеспечению безопасности людей и сохранности ценного оборудования — состояние 1^б. Расчет ограждающих и некоторых несущих конструкций можно производить по полному разрушению — состояние 1^в.

Предельные состояния устанавливаются с учетом допустимой степени повреждений зданий и особенностей конструкций. Состояние 1^а принимается для конструкций, в которых не допускаются остаточные деформации, вызывающие необходимость восстановительного ремонта или их замены. Состояние 1^б устанавливается для конструкций, в которых можно допускать значительные остаточные деформации и локальные разрушения. При этом для продолжения эксплуатации потребуется восстановительный ремонт или их полная замена. Состояние 1^в принимается для ограждающих и некоторых несущих конструкций, выход из строя которых не приведет к полному обрушению сооружения. Расчет несущих конструкций по состоянию 1^в производится и в том случае, если из-за большой интенсивности динамической нагрузки разрушение конструкций неизбежно.

Основным предельным состоянием для конструкций и сооружений является состояние 1^б. Для отдельных конструкций оно аналогично состоянию по несущей способности СНиП П-21-75. При этом с большой вероятностью в конструкциях будут возникать различные повреждения из-за развития остаточных деформаций. Для систем из многих элементов (зданий и сооружений) возможны отличия в формулировке предельного состояния по несущей способности по сравнению со статическим расчетом. При статических нагрузках это состояние достигается обычно в одном наиболее напряженном элементе. При импульсивных нагрузках можно допустить состояние 1^б в любом числе элементов, а в некоторых — даже состоянии 1^в. Необходимо лишь, чтобы пластические деформации и частичные разру-

шения не привели к общему разрушению сооружения.

Важной особенностью поведения конструкций при кратковременных динамических воздействиях являются изменение деформативных и прочностных свойств материалов при высоких скоростях деформирования, которое обуславливается запаздыванием процессов развития пластических деформаций в сталях и возникновения микро- и макротрещин в бетонах. При скоростях деформаций, достигающих в конструкциях при рассматриваемых воздействиях $\dot{\epsilon} \leq 0,1 \text{ с}^{-1}$, повышаются предельные сопротивления стали и бетона, но предельные деформации практически не меняются.

Наибольшее влияние динамическое нагружение оказывает на малоуглеродистые арматурные стали. Предел текучести в них повышается на 30—40%. В высокопрочной стержневой арматуре напряжения изменяются незначительно (10%) после достижения условного статического предела текучести. В проволочной арматуре механические характеристики не меняются. Динамические диаграммы деформаций арматурных сталей подобны статическим, отличаясь от них при напряжениях выше пределов текучести.

Высокоскоростное нагружение бетонов увеличивает их сопротивление на 10—30%, модули деформаций — на 5—20% и заметно изменяет диаграммы деформаций « σ — ϵ ». На участке диаграммы до уровня $(0,7—0,8) R_b$ сохраняется линейный закон. За ним следует участок интенсивного развития остаточных деформаций. При испытаниях с постоянной скоростью деформаций реализуется нисходящая ветвь диаграммы « σ — ϵ ».

При расчетах конструкций промышленных зданий на взрывные воздействия необходимо учитывать наличие относительно высокого начального напряженного состояния, вызванного статическими эксплуатационными нагрузками, температурными воздействиями и т. п. Имеющиеся экспериментальные данные показывают, что предварительное, особенно длительное нагружение некоторых

материалов (бетона, кладки) изменяет их прочностные и деформативные свойства. Например, длительное обжатие бетона повышает его прочность, уменьшает пластические деформации и несколько снижает динамическое упрочнение.

Современные методы расчета железобетонных конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок основываются на использовании обобщенных диаграмм деформаций элементов обычно упругопластических с упрочнением и без него. При этом влияние скорости деформирования на прочностные свойства материалов учитывается путем повышения уровня статической диаграммы. Метод достаточно прост и позволяет получить расчетные зависимости для широкого класса конструкций (балок, плит, колонн, арок и др.).

Однако рассматриваемый метод имеет существенные недостатки. При расчете в пластической стадии задается идеализированная форма перемещений, которая представляется в виде жестких дисков, соединенных пластическими шарнирами. Замена пластических зон идеализированными шарнирами пластичности затрудняет расчет предельных деформаций конструкций. По этому методу определяется лишь конечный результат, а работа арматуры и бетона в раз-

личных стадиях деформирования конструкций учитывается неполно.

Для расчета конструкций с более точным определением специфических свойств железобетона необходим новый метод. Очевидно, он должен исходить из уравнений механического состояния бетона и арматуры, учитывающих все особенности их деформирования при кратковременном воздействии динамических нагрузок большой интенсивности.

В настоящее время такая теория отсутствует. При построении уточненных методов [2] исходят из действительных диаграмм деформаций бетона и арматуры, которые должны учитывать специфические свойства материалов, влияние скорости деформирования на их прочностные и деформативные характеристики и др. Диаграмма « σ — ϵ » для бетона должна также учитывать наличие арматуры, которая существенно влияет на ее характер. В этом случае расчет балочных конструкций сводится к решению системы дифференциальных уравнений:

$$-\frac{d^2 M}{dx^2} + m \frac{d^2 y}{dt^2} = P(x, t),$$

$$M = f\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right),$$

где $P(x, t)$ — динамическая нагрузка; $M = f\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)$ — зависимость момента от кривизны во всех стадиях напряженного состояния.

Решение этой системы при различных краевых условиях возможно лишь с применением ЭВМ. В результате расчета может быть получена форма перемещения конструкции на всех стадиях ее работы, последовательность образования зон пластичности, развитие их во времени, напряженное состояние сечений и другие необходимые для проектирования величины. Значительная трудность при построении метода связана с выявлением зависимости $M = f\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)$. Для ее построения потребуется провести многочисленные экспериментальные и теоретические исследования. Тем не менее методы довольно перспективны и могут быть применены для расчета других конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гвоздев А. А. К расчету конструкций на действие взрывной волны. — Строительная промышленность, 1943, № 12.
2. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С., Кумпяк О. Г. Расчет железобетонных элементов на кратковременные динамические нагрузки с учетом реальных свойств материалов. — Строительная механика и расчет сооружений, 1979, № 3.

УДК 624.012.45.001

А. Б. ГОЛЫШЕВ, д-р техн. наук, В. Я. БАЧИНСКИЙ, канд. техн. наук (НИИСК)

К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций

Проблеме разработки прикладной теории расчета железобетонных конструкций уделяется серьезное внимание как в нашей стране, так и за рубежом. Поскольку природа деформирования и разрушения такого неоднородного материала, как бетон, пока еще далеко не изучена, возможны различные подходы к решению этой проблемы, базирующиеся на определенной идеализации материала и различных допущениях.

Теоретические и экспериментальные исследования НИИСК позволили сформулировать применительно к железобетонным стержневым конструкциям, находящимся в условиях одноосного напряженного состояния, четкие гипотезы, основанные на представлении о

бетоне как упруго-вязко-пластическом материале [1, 2]. В качестве расчетного принимается усредненное сечение, напряженно-деформированное состояние которого моделирует процесс деформирования и разрушения блока между трещинами в целом. Для указанного сечения считается справедливым линейный закон распределения деформаций по высоте. Влияние трещинообразования в растянутом бетоне на его работу учитывается умножением максимально возможных растягивающих напряжений R_p на $\psi_p = \varphi \times \left(\frac{M_T}{M}\right) < 1$ (в первом приближении $\psi_p = M_T/M$; а при длительном действии нагрузки $\psi_p(t) = \psi_p/(1 + \varphi t)$).

Соппротивление расчетного сечения считается исчерпанным, если деформации крайних волокон бетона или растянутой арматуры достигают предельных значений.

При известной форме связи между напряжениями и деформациями бетона и арматурной стали в рамках принятых гипотез можно описывать все стадии напряженно-деформированного состояния расчетного сечения, а следовательно, и достаточно точно оценивать такие важные с практической точки зрения интегральные величины, как прочность конструкции, деформации, средние напряжения в растянутой арматуре, позволяющие, при известном расстоянии между трещинами, определять ширину их раскрытия.

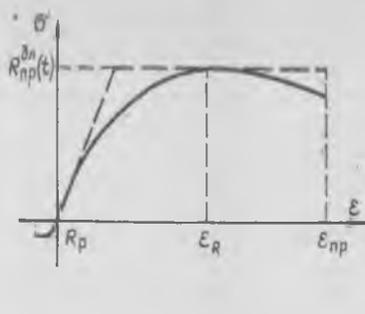


Рис. 1. Диаграмма напряжения — мгновенные деформации бетона
 ————— базовая кривая; - - - - - упрощенная диаграмма

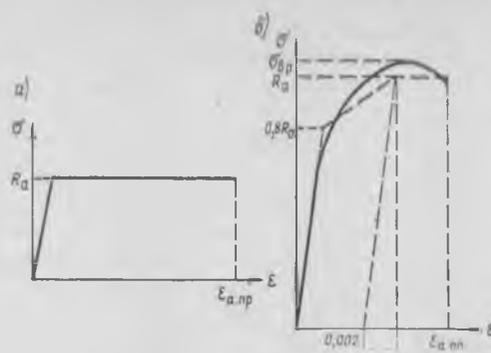


Рис. 2. Диаграммы напряжения-деформации арматурной стали, имеющей (а) и не имеющей (б) физического предела текучести
 Условные обозначения см. по рис. 1

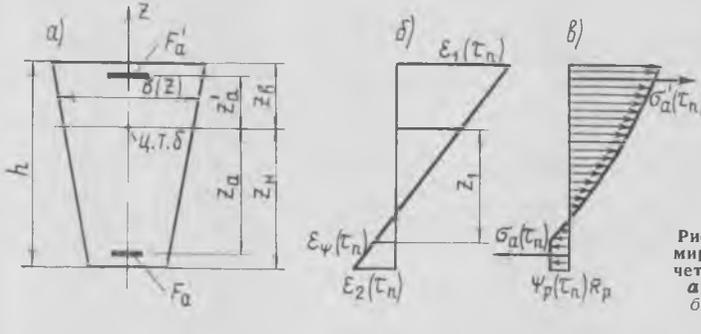


Рис. 3. Напряженно-деформированное состояние расчетного сечения
 а — поперечное сечение;
 б — эпюра деформаций;
 в — эпюра напряжений

Исходная диаграмма напряжения — мгновенные деформации для бетона приведена на рис. 1, а для арматурных сталей — на рис. 2.

Криволинейная диаграмма $\sigma - \epsilon$ для бетона и стали, не имеющей физического предела текучести, может быть описана полиномом вида [3]

$$\sigma = \sum_{k=1}^m a_k \epsilon^k. \quad (1)$$

При длительном деформировании бетона уравнение его состояния также целесообразно записать в форме, разрешенной относительно напряжений

$$\sigma(t) = \sum_{k=1}^m a_k(t) \left[\epsilon(t) - \epsilon_y(t) + \int_{\tau_1}^t \epsilon_m(\tau) \frac{\partial \varphi[t, \tau, \epsilon_m(\tau)]}{\partial \tau} d\tau \right], \quad (2)$$

где $a_k(t)$ — коэффициенты полинома, определяемые с учетом изменения во времени $R_{np}^{дн}(t)$, а также, в необходимых случаях, и начального модуля упругости бетона, $\epsilon(t)$ — полные деформации к рассматриваемому моменту времени t ; $\epsilon_y(t)$ — деформации усадки; $\epsilon_m(\tau)$ — мгновенные деформации бетона в промежуточный ($\tau_1 \leq \tau \leq t$) момент времени; $\varphi[t, \tau, \epsilon_m(\tau)]$ — характеристика ползучести бетона, в общем случае зависящая от деформаций $\epsilon_m(\tau)$.

При использовании уравнения (2) для решения прикладных задач встречаются трудности как число математические, так и связанные с недостаточной изученностью зависимости между $\varphi(t, \tau)$ и $\epsilon_m(\tau)$, особенно на ниспадающем участке кривой. В настоящее же время принимается, как это сделано в работе [4], единая функция нелинейности для деформаций ползучести и мгновенных деформаций, что равносильно записи $\varphi[t, \tau, \epsilon_m(\tau)] = \varphi(t, \tau)$.

Упрощенное таким образом выражение (2) может быть подставлено в уравнения равновесия, что с учетом второй предпосылки позволяет получить систему интегральных уравнений, описывающих изменение напряженно-деформированного состояния расчетного сечения во времени. Эта система в принципе может быть решена численными методами. Целесообразно, однако, указанные методы привлечь уже в самом начале решения, записав, на основе метода Крылова-Боголюбова

$$\sigma(t) = \sigma(\tau_n) = \sum_{k=1}^m \frac{a_k(\tau_n)}{[1 + 0,5\varphi(\tau_n, \tau_{n-1})]^k} \times \left\{ \epsilon(\tau_n) - \epsilon_y(\tau_n) - \frac{\varphi(\tau_n, \tau_1) - \varphi(\tau_n, \tau_2)}{2} \right\}$$

$$- \frac{1}{2} \sum_{j=2}^{n-1} \epsilon_m(\tau_j) [\varphi(\tau_n, \tau_{j-1}) - \varphi(\tau_n, \tau_{j+1})]^k. \quad (3)$$

Тогда для установления параметров напряженно-деформированного состояния сечения будем иметь систему нелинейных алгебраических уравнений. Так, для внецентренно-сжатого элемента произвольного сечения с одной осью симметрии (рис. 3), работающего с трещинами,

$$\sum_{k=1}^m \frac{a_k(\tau_n)}{[1 + 0,5\varphi(\tau_n, \tau_{n-1})]^k} \times \sum_{i=0}^k C_k^i \left[\epsilon_0(\tau_n) - \frac{\Delta \epsilon_0(\tau_n)}{2} \right]^{k-i} \times \left[\chi(\tau_n) - \frac{\Delta \chi(\tau_n)}{2} \right]^i \times \int_{z_1}^{z_b} z^i b(z) dz + \psi_p(\tau_n) R_p \times \int_{z_1}^{z_b} b(z) dz + \sigma'_a(\tau_n) F'_a - \sigma_a(\tau_n) F_a = N(\tau_n); \quad (4)$$

$$\sum_{k=1}^m \frac{a_k(\tau_n)}{[1 + 0,5\varphi(\tau_n, \tau_{n-1})]^k} \times \sum_{i=0}^k C_k^i \left[\epsilon_0(\tau_n) - \frac{\Delta \epsilon_0(\tau_n)}{2} \right]^{k-i} \times \left[\chi(\tau_n) - \frac{\Delta \chi(\tau_n)}{2} \right]^i \times \int_{z_1}^{z_b} z^{i+1} b(z) dz + \psi_p(\tau_n) R_p \times \int_{z_1}^{z_b} z b(z) dz + \sigma'_a(\tau_n) F'_a z'_a + \sigma_a(\tau_n) F_a z_a = M(\tau),$$

где $\Delta \epsilon_0(\tau_n) = \epsilon_{0M}(\tau_1) [\varphi(\tau_n, \tau_1) - \varphi(\tau_n, \tau_1)] + \sum_{j=2}^{n-1} \epsilon_{0M}(\tau_j) \times$

$\times [\varphi(\tau_n, \tau_{j-1}) - \varphi(\tau_n, \tau_{j+1})];$

$\Delta \chi(\tau_n) = \chi_m(\tau_1) [\varphi(\tau_n, \tau_1) -$

$-\varphi(\tau_n, \tau_2)] + \sum_{j=2}^{n-1} \chi_m(\tau_j) \times$

$\times [\varphi(\tau_n, \tau_{j-1}) - \varphi(\tau_n, \tau_{j+1})];$

$z_1 = \frac{\epsilon_{p.M}(\tau_n) - \epsilon_{0M}(\tau_n) + \Delta \epsilon_{0M}(\tau_n)}{\chi(\tau_n) - \Delta \chi(\tau_n)}$

$z_1 = \frac{\epsilon_{p.M}(\tau_n) - \psi_p(\tau_n) R_p}{\epsilon_0}$

$\epsilon_0(\tau_n)$, $\chi(\tau_n)$ — деформации на уровне центра тяжести бетона в сечении и кривизна в рассматриваемый момент времени; $\epsilon_{0m}(\tau_j)$, $\chi_m(\tau_j)$ — мгновенные деформации и обусловленная ими кривизна сечения в промежуточные моменты времени, $N(\tau_n)$, $M(\tau_n)$ — нормальная сила и ее момент относительно центра тяжести бетона в сечении; C_k^l — биномиальные коэффициенты.

Аналогичная система уравнений может быть составлена и для случая, когда все сечение сжато. Для конкретных сечений (прямоугольник, двутавр) вид уравнений упрощается.

Неизвестные $\epsilon_0(\tau_n)$ и $\chi(\tau_n)$, через которые выражаются и напряжения в арматуре $\sigma_a(\tau_n)$, $\sigma_a^*(\tau_n)$, определяют подбором по специально разработанному алгоритму. Для отыскания $\epsilon_0(t)$ и $\chi(t)$ интервал времени $t - \tau_1$ разбивают на s участков, принимая $n=1$, определяют $\epsilon_0(\tau_1)$ и $\chi(\tau_1)$, принимая $n=n+1$, находят коэффициенты $a_k(\tau_n)$ и другие константы, после чего решают систему уравнений (4) для установления $\epsilon_0(\tau_n)$ и $\chi(\tau_n)$. Расчет производят вплоть до выполнения условия $n=s$.

На каждом этапе решения после определения $\epsilon_0(\tau_n)$ и $\chi(\tau_n)$ соответствующие им мгновенные компоненты $\epsilon_{0m}(\tau_n)$ и $\chi_m(\tau_n)$ вычисляют по формуле

$$a_m(\tau_n) = \frac{\alpha(\tau_n) - 0,5\alpha(\tau_1) \times}{1 + 0,5\varphi(\tau_n, \tau_{n-1})} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{\times [\varphi(\tau_n, \tau_1) - \varphi(\tau_n, \tau_0)]}{1 + 0,5\varphi(\tau_n, \tau_{n-1})} -$$

$$\frac{0,5 \sum_{j=1}^{n-1} a_m[\varphi(\tau_n, \tau_{j-1}) - \varphi(\tau_n, \tau_{j+1})] - \alpha_y}{1 + 0,5\varphi(\tau_n, \tau_{n-1})} \quad (5)$$

где $\alpha = \epsilon_{0m}$ или $\alpha = \chi_m$ в зависимости от отыскиваемой величины; α_y принимают равной соответственно $\epsilon_y(\tau_n)$ или 0.

Решение для кратковременного действия нагрузки получается как частный случай при $\varphi(t, \tau) = 0$. Для описания функции $\varphi(t, \tau)$ может быть привлечен любой из существующих вариантов феноменологической теории ползучести.

Приведенное решение является основой для решения других задач. Если кривизна известна, нетрудно установить прогибы, а также, привлекая известный аппарат строительной механики, усилия в статически неопределимой конструкции. Железобетонные стержневые конструкции при этом рассматривают как единые физически и геометрически

нелинейные системы. Последовательным увеличением действующих на систему усилий определяют ее несущую способность, которую сравнивают с заданной нагрузкой. Несущую способность оценивают с позиций прочности отдельных сечений, а также с учетом устойчивости деформирования систем.

Указанный подход позволяет оценить несущую способность конструкции в целом, выявить ее неравнопрочные и неравноустойчивые элементы, что позволяет наиболее экономично размещать материал в конструкции.

Кроме того, существует упрощенный аппарат для оценки напряженно-деформированного состояния расчетного сечения, основанный на замене криволинейной диаграмм приближенными (см. рис. 1, 2). Для длительного действия нагрузки принимается допущение о единой функции нелинейности. Расчетные зависимости при этом значительно упрощаются, особенно если воспользоваться хорошо зарекомендовавшим себя на практике методом алгебраизации уравнений ползучести [5].

Численным анализом установлено, что упрощенный аппарат оказывается достаточно эффективным для определения прочности нормальных сечений, устойчивости железобетонных стержней в определенном диапазоне изменения гибкостей, несущей способности рам (в том числе и с гибкими элементами) при силовых воздействиях.

При сопоставлении теоретических и опытных данных для прочности нормальных сечений (320 образцов, опыты различных авторов) получено $\bar{X} = 1,01$ при $C_v = 0,06$; для устойчивости железобетонных стержней (296 образцов, опыты НИИСК) — $\bar{X} = 1,01$ при $C_v = 0,11$; для несущей способности железобетонных рам с гибкими стойками (9 рам, опыты Брига, США) — $\bar{X} = 1,02$ при $C_v = 0,1$.

Однако в некоторых случаях замена криволинейной диаграммы упрощенной приводит к существенной погрешности. В первую очередь это относится к релаксационным задачам.

В целом же, видимо, нет смысла противопоставлять точные решения упрощенным (тем более, если они построены на общих основополагающих гипотезах). Правильнее выделить круг задач, которые могут решаться с привлечением тех или иных зависимостей.

Имеющиеся результаты следует рассматривать только как определенный этап в исследованиях. Желательно получить, например, решения, учитыва-

ющие различие в функциях нелинейности мгновенных деформаций и деформаций ползучести. Для некоторых задач необходимо уметь описывать деформирование железобетона при разгрузках. К тому же надо иметь надежные (с точки зрения статистики) параметры, характеризующие диаграмму $\sigma - \epsilon$ для бетона в зависимости от его прочности, состава, возраста и т. п.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Голышев А. Б., Бачинский В. Я., Морин А. Л. К совершенствованию методов расчета несущей способности железобетонных конструкций — В кн.: Эффективные железобетонные конструкции. — Киев: Будівельник, 1977.
2. Бачинский В. Я. Некоторые вопросы, связанные с построением теории железобетона. — Бетон и железобетон, 1979, № 11.
3. Байков В. Н., Дмитриев З. А., Рахманов А. А. Исследование несущей способности железобетонных балок с односторонней сжатой полкой. — Бетон и железобетон, 1980, № 9.
4. Работнов Ю. Н. Ползучесть элементов конструкций. — М.: Наука, 1966.
5. Голышев А. Б. О материалах второго Всесоюзного совещания по проблемам ползучести и усадки бетона. — Бетон и железобетон, 1977, № 8.

На ВДНХ СССР

Использование шлама

При отделке поверхностей железобетонных изделий образуется шлам. На комбинате ЖБК № 2 его разбавляют водой (содержание сухой массы не более 75 г/л) и используют в качестве воды затворения при изготовлении бетонной смеси.

Схема использования шлама такова. Первоначально он поступает в специальный приемок, оборудованный кольцевым трубопроводом для подачи сжатого воздуха, который обеспечивает постоянное перемешивание шлама во избежание его оттаивания. Для разбавления шлама до требуемой концентрации в приемок подается чистая вода. Нижний и верхний уровни заполнения приемка регулируются специальными поплавками. Далее шлам насосом подается в накопительный бак дозирования отделения. Подача шлама осуществляется автоматически.

Использование шлама в процессе приготовления бетонной смеси позволяет исключить затраты на очистку емкостей от отходов шлифовки и вывоз их на свалку. При этом значительно улучшаются условия труда.

Годовой экономический эффект составил 5 тыс. р.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 109428, Москва, Рязанский проспект, д. 26, комбинат ЖБК № 2.

В. И. ПАВЛОВ, канд. техн. наук (МИСИ); Е. Н. МУСОМОГОМБЕТОВ,
В. Б. СКОРОХОДОВ, инженеры (трест Казцветметремонт)

Полимерсиликатбетон в цветной металлургии

Полимерсиликатбетон (ПСБ) обладает высокими эксплуатационными характеристиками в кислых агрессивных средах: химической стойкостью, солеустойчивостью, практической непроницаемостью для растворов кислот и солей, теплостойкостью, повышенной надежностью и долговечностью, высокими теплотехническими свойствами.

Однако внедрение материала в промышленность осуществляется замедленными темпами. Слабое развитие материальной базы сдерживает производство конструкций, отрицательно влияет на их качество и повышает стоимость. Процесс внедрения сдерживается ограниченностью данных о долговечности и надежности конструкций и изделий.

На предприятиях цветной металлургии Казахстана полимерсиликатные композиции впервые были применены в 1970 г. для полов Джезказганского и электролизных ванн Балхашского горно-металлургических комбинатов [1, 2].

Долговременные (1971—1977 гг.) опытно-промышленные испытания ванн из полимерсиликатного железобетона в цехе электролиза меди Балхашского ГМК показали целесообразность и перспективность их применения. Они имеют высокую химическую стойкость при нагреве до 65°C, удовлетворяют требованиям несущей способности и жесткости, стойки к ударным воздействиям электродов массой до 300 кг, растворам сульфата меди и серной кислоты.

Из-за необходимости устройства защитного слоя бетона повышенной толщины (40—45 мм) для предохранения арматуры от коррозии под воздействием кислого электролита и постоянного тока ванны имели одинарное стальное армирование.

Однако отсутствие необходимой материально-технической базы приостановило применение ПСБ на предприятиях Минцветмета КазССР. В 1981 г. в Лениногорске трестом Казцветметремонт была пущена в эксплуатацию специализированная установка по изготовлению конструкций и изделий из

полимерсиликатного бетона. Впервые производство изделий и конструкций из ПСБ было поставлено на промышленную основу, созданы предпосылки для увеличения объемов их производства и улучшения качества. В 1984 г. объем производства изделий на установке составил 700 м³, в 1985 г. составил 800 м³. Для изготовления изделий применяют тяжелый бетон плотностью 2,2—2,3 т/м³, марок М200; М250 и М300.

Первой продукцией установки были ванны электролиза цинка со стеклопластиковым армированием. За три года было изготовлено и установлено в цехе электролиза цинка Лениногорского полиметаллического комбината (ЛПК) около 200 ванн такой конструкции. К настоящему времени максимальный срок службы некоторых ванн составил около трех лет. Однако из-за появления трещин их изготовление было приостановлено.

В настоящее время на установке изготавливают ванны электролиза цинка с одинарным стальным армированием. Всего изготовлено 60 ванн, 50 из них установлены в цехе электролиза цинка ЛПК. Состояние ванн при максимальном сроке эксплуатации два года удовлетворительное. Они отвечают требованиям несущей способности и жесткости, химической стойкости и непроницаемости.

В цехе электролиза цинка ЛПК проходят опытно-промышленные испытания ванн из ПСБ со смешанным армированием — стальным и стеклопластиковым.

В июне 1984 г. на установке изготовлены первые ванны из ПСБ для электролиза меди с одинарным стальным армированием для Джезказганского ГМК. Они отличаются от ванн электролиза цинка большими размерами и более жесткими условиями эксплуатации. Усовершенствованная конструкция ванн для электролиза меди прошла опытно-промышленные испытания на Балхашском ГМК [2].

Основными преимуществами ванн из ПСБ являются простота изготовления и монтажа, недефицитность мате-

риалов, малая трудоемкость изготовления и эксплуатации, невысокая стоимость.

Кроме электролизных ванн, интересен опыт изготовления мешалок высокотемпературного выщелачивания с полимерсиликатбетонной футеровкой. Эти аппараты эксплуатируют в особенно жестких условиях при наличии большого числа тепловых ударов (перепады температур 96—18°C три раза в сутки). Внутренняя поверхность мешалки подвергается также воздействию растворов серной кислоты до 190 г/л и абразивных примесей. Для футеровки цилиндрической части мешалки диаметром 5 м применяли прямоугольные блоки размером 1200×600×80 мм, конически-клиновидные размером 1200×400×300×80 мм на полимерсиликатном растворе. Футеровку стального корпуса мешалки вели по подслою из полиизобутилена или рубероида. Блоки фиксировали специальным приспособлением в виде разъемного стального кольца диаметром, несколько меньшим внутреннего диаметра футеровки. Кольцо имело винтовые зажимы, позволявшие плотно прижимать каждый блок к футеруемой поверхности. В настоящее время срок эксплуатации футеровки составил более трех лет, ее состояние удовлетворительное. Максимальный срок службы ранее применявшейся футеровки из кислотоупорного кирпича на силикатном растворе по подслою из полиизобутилена или рубероида не превышал 2,5 лет.

ПСБ применяли также для футеровки оборудования, работающего во влажногазовой среде и подвергающегося воздействию растворов серной кислоты, например, мокрых электрофильтров, сушильных и промывных башен. Электрофильтр типа ПМКЦ-10 футеровали блоками размером 500×300×200 мм на полимерсиликатном растворе. Впервые футеровка была проведена без гидроизоляционного подслоя из полиизобутилена. Подобный метод позволяет сократить расход дефицитных химических защитных материалов (полиизобутилена и клея 88-Н), а также исключить такие операции, как очистка и подго-

товка поверхности металлического корпуса, нанесение и сушка грунтовок. После первого года эксплуатации нарушений целостности футеровки не отмечено.

Фундаменты различных размеров под насосы для перекачки кислот изготавливали в сборном и монолитном вариантах. Сборные фундаменты монтировали из крупных или мелких блоков. При необходимости закладные детали для крепления плит насосов устанавливали при изготовлении сборных блоков. Срок эксплуатации фундаментов к настоящему времени составил три года, их состояние хорошее.

Для покрытия пола изготавливали плитку размером 500×500×40 мм. Ее укладывали на полимерсиликатном растворе по бетонному основанию или по существующему покрытию пола. В помещении сернокислотного цеха ЛПК был зафутерован участок пола площадью около 400 м², цеха электролиза меди Балхашского ГМК — около 100 м². Состояние покрытий пола соответственно после трех и двух лет эксплуатации удовлетворительное.

ПСБ успешно применяли также и для изготовления монолитных конструкций. Так, в ноябре 1980 г. был изготовлен монолитный фундамент под сушильную башню в виде кольца диаметром 5 м. Для смазки деревянной опалубки применяли эмульсол. От установки к месту бетонирования ПСБ смесь доставляли в бабье вместимостью 2,0 м³. Бетон уплотняли ручными глубинными вибраторами. Время транс-

портирования бетона и укладки его в опалубку составило около 1 ч, однако благодаря низкой температуре наружного воздуха и воздуха в производственном помещении (10—12°С) смесь еще сохраняла достаточную подвижность. После укладки бетона для ускорения твердения устанавливали электрокалориферы. После 2 сут фундамент набрал необходимую прочность. Состояние фундамента после четырех лет эксплуатации хорошее.

Аналогичным образом в 1983 г. была забетонирована бетонная подготовка и пол на площадке этажерки цеха выщелачивания, предназначенной для размещения баков отработанного электролита. Площадка размером в плане 12×12 м эксплуатировалась на открытом воздухе под вышерасположенной железобетонной площадкой. Бетонирование выполняли участками размером 6×6 м. После одного года эксплуатации состояние площадки и пола удовлетворительное.

В 1984 г. из монолитного полимерсиликатного железобетона в цехе электролиза цинка ЛПК были выполнены две второстепенные балки подвальной эстакады длиной 4 м, сечением 600×400 мм. Сложность выполнения этой работы состояла в обеспечении надежного сцепления между концами вновь изготовленных балок из ПСБ и существующими главными балками из обычного железобетона. Для опирания концов второстепенных балок в теле главных балок были сделаны карманы глубиной 100 мм. Для ускорения

твердения под балками были установлены лампы напряжением 1000 В, которые нагревали поверхность бетона до 50—60°С. Через сутки балки распалубливали, а в возрасте 3 сут загружали эксплуатационной нагрузкой. Состояние балок после одного года эксплуатации удовлетворительное.

Годовой экономический эффект от создания и использования полимерсиликатбетонных изделий и конструкций на предприятиях цветной металлургии КазССР составил в 1984 г. 181 300 р.

Выводы

Опыт изготовления и промышленной эксплуатации показал, что полимерсиликатный бетон и железобетон можно успешно применять для изготовления строительных и технологических конструкций предприятий цветной металлургии.

Применение таких материалов позволяет увеличить долговечность и надежность строительных и технологических конструкций, а также сроки межремонтных периодов, снизить затраты на изготовление и эксплуатацию конструкций и трудоемкость их изготовления и эксплуатации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Применение силикатопolyмерных составов для полов и различных емкостей / Н. А. Мощанский, И. Е. Путляев, Ю. И. Нянюшкин, В. И. Павлов. — В кн.: Применение полимерных смол в бетонных и железобетонных конструкциях [Материалы к Всесоюзному совещанию] Вильнюс, 1971.
2. Павлов В. И., Гиндоян А. Г. Электролизные ванны из полимерсиликатного бетона. — Промышленное строительство, 1974, № 1.

УДК 624.072.33

В. В. ГАБРУСЕНКО, А. В. КОНОВАЛОВ, инженеры (Новосибирский филиал СКТБ Стройиндустрия); В. А. БЕЛИКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. А. КОЛУПАЕВ, инж. (Саранский з-д ЖБК-2)

Преднапряженные ригели серии ИИ-04 с канатной арматурой

Новосибирским филиалом СКТБ Стройиндустрия совместно с НИИЖБ переработана конструкция двухполочных ригелей длиной 5,6 и 5,7 м каркаса серии ИИ-04 с заменой обычного армирования преднапряженными канатами $\varnothing 15$ К-7.

Опалубочные размеры, величины нагрузок и расчетные схемы ригелей приняты такими же, как и в чертежах серии ИИ-04-3, вып. 3, 4. Армирование

состоит из пространственных каркасов КП, включающих типовые опорные каркадные изделия, и корытообразных каркасов КР (рис. 1). В отличие от типового решения верхние продольные стержни предусмотрены одного диаметра по всей длине, что существенно упрощает изготовление каркасов КП.

3—5 канатов (в зависимости от марки изделия) расположены в один ряд по высоте сечения. Замкнутую обойму в

концевых участках на длине 800 мм обеспечивают поперечные стержни класса А-III каркасов КР и КП и сетки С. Шаг стержней принят равным 50 мм.

Применение преднапряжения на 23—43% сократило расход стали, в некоторых случаях снизило марки бетона и, несмотря на высокую стоимость канатов, на 6—25% уменьшило общую стоимость материалов (см. таблицу).

Опытную партию из шести ригелей

марки НР2-72-57 изготовили на Саранском заводе ЖБК-2 в силовой камере длиной 20 м, где на одной технологической линии размещались три трехместные формы. Арматуру натягивали поочередно гидродомкратом, а отпускали обрезкой электродуглой. Образцы испытывали в вертикальном положении на стенде завода. Загружение предусмотрено сосредоточенными силами (гидродомкратами) по двум схемам. Схема № 1 (рис. 2) позволяет проверить прочность и трещиностойкость нормальных сечений в средней части пролета и по длине зоны передачи напряжений, поскольку создает на этих участках изгибающие моменты, близкие к проектным. Схема № 2 (см. рис. 2) предназначена для проверки прочности наклонных сечений, начинающих у концов мощных отогнутых стержней и имеющих горизонтальную проекцию, примерно равную высоте ригелей. Соотношения величин изгибающих моментов и поперечных сил в этих сечениях подобраны такими же, как и в расчетной схеме. Жесткость конструкций не проверяли, поскольку преднапряжение заведомо ее повышает.

Трещиностойкость испытанных ригелей оказалась вполне удовлетворительной — при действии контрольных нагрузок ширина раскрытия трещин в пролете не превышала 0,1 мм (допустимое значение для неагрессивной среды эксплуатации), а по длине расчетной зоны передачи напряжений арматуры, несмотря на мгновенный отпуск натяжения, трещины не появлялись.

Разрушение конструкций при испытании по схеме № 1 произошло вблизи приложения сил при изгибающих моментах $M_{разр}^{оп}$, превысивших расчетные величины M в 1,4—1,53 раза. Оно сопровождалось значительным смещением арматуры в торцах, раскрытием в опасных сечениях трещин на ширину до 3—5 мм и ускоренным ростом прогибов. Внешне разрушение выглядело точно так же, как и при текучести стержневой арматуры, т. е. носило ярко выраженный пластический характер. Дополнительное испытание одного образца с грузами по середине пролета (см. рис. 2), что исключало влияние зоны активного сцепления канатов на прочность нормальных сечений, не изменило картину разрушения ($M_{разр}^{оп}/M = 1,46$).

Небольшие отклонения опытных разрушающих моментов от теоретических (—2,3...4,9%) дают основания считать, что напряжения в канатах были близки к браковочному минимуму временного сопротивления (1650 МПа). Очевидно, что при надежном заанкеривании

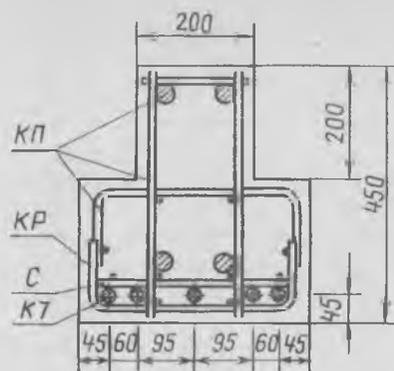


Рис. 1. Схема армирования концевых участков ригелей

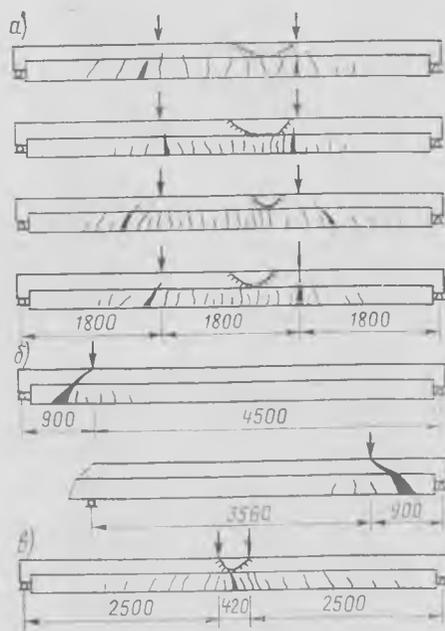


Рис. 2. Характер развития трещин и разрушения ригелей
а — по схеме № 1; б — по схеме № 2; в — по схеме № 3

разрушение было бы хрупким — от разрыва арматуры или от раздавливания сжатого бетона. А это потребовало бы поднять минимальный уровень перегрузки конструкции при испытании с 1,4 до 1,6 (коэффициент принят по ГОСТ

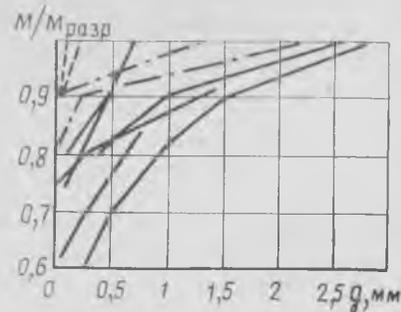


Рис. 3. Изменение смещений канатов в торцах g в зависимости от роста изгибающих моментов M в долях от разрушающих $M_{разр}$ при испытании
— по схеме № 1; - - - - по схеме № 2; - · - · - по схеме № 3

8829—77). Расчеты же показали, что ригели в состоянии выдержать перегрузку лишь в 1,43 раза.

Учитывая возможность подобного противоречия между требованиями ГОСТа и СНиП на стадии проектирования, следует определять разрушающие нагрузки на конструкции.

При испытании по схеме № 2 разрушение обоих опорных участков произошло в предполагаемых наклонных сечениях при нагрузках, в 1,98 и 1,78 раза превысивших расчетные, и также сопровождалось большим смещением канатов. Однако фактические разрушающие нагрузки оказались намного больше теоретических. Это свидетельствует о том, что рекомендуемая нормами эпюра предельных усилий в арматуре при внешнем нагружении существенно отличается от действительной — она недооценивает надежность сцепления в концевых участках и переоценивает в сечениях, удаленных от торцов.

Смещения арматуры были зафиксированы при нагрузках, составивших 60—90% максимальных (рис. 3). К моменту разрушения наибольшие их величины достигли 2,8 мм, что соизмеримо с шириной раскрытия опасных трещин (раскрытие остальных не превышало 0,2 мм). Причем смещение увеличивалось плавно с ростом нагрузки и к внезапной по-

Показатель	Расчетная нагрузка, кН/м				
	52	72	52	72	90
	Сечения колонн, см				
	30×30		40×40		
Марка бетона	400/350*	400/400	400/350	400/350	400/400
Расход стали, кг	135/103	168/116	134/102	116/115	342/296
Стоимость материалов, р.	31,2/29,2	34,9/32,6	30,8/28,8	34,2/31,1	55,2/41,4

* Перед чертой — типовые ригели; после черты — преднапряженные.

тере несущей способности не приводило. Эти особенности канатной арматуры неоднократно отмечались и ранее [1, 2].

Исследованиями установлено, что смещение 0,1 мм не только не является показателем исчерпания несущей способности, как предписывает ГОСТ 8829—77, но даже не сигнализирует о близости разрушения конструкций и лишь приводит к ложной их отбраковке. Исключение этого параметра при оценке результатов испытаний позволит расширить область применения канатной арматуры и более экономно ее использовать. Соблюдение указанного тре-

бования для данных ригелей вынудило увеличить продольное армирование, что на 4—9% повысило расход стали по сравнению с первоначальным вариантом.

Однако и такое решение даст Саранскому заводу ЖБК-2 ежегодную экономию арматуры около 100 т при объеме выпуска изделий 2100 м³, а также позволит полнее использовать мощности существующих станков и снизить зависимость от поставок дефицитной стержневой стали.

Выводы

Величина смещения канатов 0,1 мм не отражает предельного состояния конструкции. Исключение ее при оценке

результатов испытаний повысит экономическую эффективность применения высокопрочной витой арматуры.

Целесообразно на стадии проектирования конструкций определять коэффициенты *S* для контрольных разрушающих нагрузок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рожненко М. Д. Монтажные петли из отходов канатной арматуры. — Бетон и железобетон, 1973, № 8.
2. Диаковский В. Г., Емельянов М. П. О предельной величине смещения канатной арматуры на торцах конструкций при их испытаниях. — В кн.: Строительные конструкции транспортного и общего назначения. Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта, 1982.

Бетоны

УДК 666.972.12

В. Д. ШАНТАРИН, канд. техн. наук, П. П. ИВЛЕВ, В. Е. КРЕКШИН, Г. М. ШИНКЕЕВ, инженеры (ЗапсиббурНИПИ)

Предварительная обработка бетонной смеси

Интенсификация производственных процессов при изготовлении бетонных и железобетонных изделий достигается форсированным электроразогревом бетонных смесей [1—3], а эффективность подтверждена производственной практикой.

Классификация способов предварительной обработки бетонных смесей, приведенная в работах [1—3], на наш взгляд, не охватывает всех возможных вариантов физико-механического воздей-

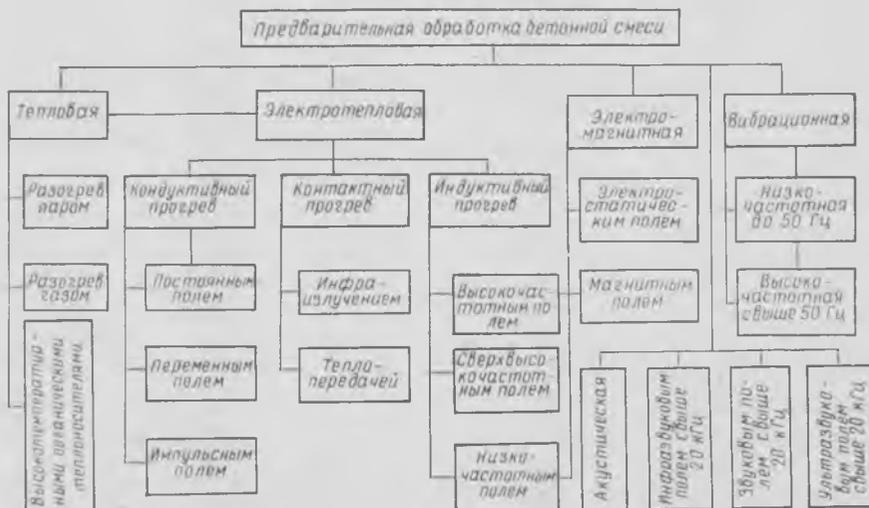
ствия. Обобщение данных по технической и патентной литературе за последние 15 лет представлено на схеме.

Совмещение физических способов обработки бетонных смесей, особенно теплового, электротеплового, вибрационного и электромагнитного, является современным подходом к решению задач интенсификации процессов, сокращению технологического цикла изготовления бетонов, и, что особенно важно, эти способы

не приводят к потере прочности бетона при последующем ускоренном процессе образования и твердения цементного камня, а виброактивация смеси повышает прочность бетона [1].

В некоторых работах установлено, что наиболее медленным процессом, определяющим скорость твердения новообразований, а следовательно, и время выдерживания бетона перед распалубкой, является протекающий в диффузионном режиме процесс растворения в воде вяжущих цемента. Исследования механизма гидратации цемента показали первостепенную роль взаимодействия твердой и жидкой фаз в этот период, а диффузионный контроль процесса [4] позволяет существенно увеличить скорость взаимодействия этих фаз в результате физико-механической обработки бетонной смеси [5] без замедления технологического цикла во время приготовления, транспортирования и укладки ее перед формованием.

Такая обработка смеси приводит к увеличению дисперсности твердой фазы (деагрегации флюкул), уменьшению диффузионного сопротивления, активной диссоциации ионов минералов цемента и к быстрому достижению необходимой консистенции цементного геля нормальной



густоты, а в итоге к повышению степени гидратации вяжущих. Все это повышает гомогенизацию смеси, вследствие чего происходит более полная кристаллизация и упрочнение цементного камня.

Из физических способов предварительной обработки бетонной смеси для проведения экспериментов с мелкозернистым бетоном были выбраны электроразогрев смеси до 85°C переменным током промышленной частоты и виброобработка смеси с режимами ускорения вибрации в пределах 23—502 м/с². Оба эти способа можно применять одновременно, используя вибрлоток с электроразогревом смеси.

Преимущество электровиброразогрева мелкозернистого бетона заключается в том, что при одновременном разогреве смеси происходит ее активация — сокращается длительность тепловой обработки, появляется возможность термосного выдерживания конструкций, исключается остаточное тепловое расширение бетона, присущее другим методам тепловой обработки, сокращается расход цемента.

В СибНИПИгазстрое были лабораторным путем определены оптимальные параметры виброэлектроразогрева мелкозернистой бетонной смеси, приготовленной на основе портландцемента марки 300 и мелкого кварцевого песка Андреевского карьера с $M_{кр} = 1$.

Приготовленную в смесителе принудительного действия мелкозернистую бетонную смесь с В/Ц=0,6 пропускали с электроразогревом через вибрлоток в течение 4 мин и затем формовали образцы-балочки размером 40×40×160 мм и образцы-кубы с ребром 100 мм, после чего формы с бетоном помещали в предварительно разогретую пропарочную камеру, где прогревали 7 ч при 85°C. После окончания термообработки образцы испытывали на прочность через 4 ч после прогрева и в 28-суточном возрасте.

Представленные на рис. 1, 2 графики зависимостей прочности мелкозернистого бетона при сжатии и растяжении при изгибе от ускорения вибрации предварительно разогретой до 85°C мелкозернистой бетонной смеси показывают, что существует определенный интервал ускорения вибрации 85—250 м/с², при которой прочность бетона как после ТВО, так и в 28-суточном возрасте достигает максимума. Прирост прочности в сравнении с необработанной мелкозернистой бетонной смесью составляет 25—30%.

Оптимальный интервал ускорения вибрации при электроразогреве мелкозернистой бетонной смеси может меняться при изменении состава смеси и исходных материалов (цемента и песка). При 85—170 м/с² прочность образцов на сжатие при 7-часовом термосном выдерживании по режиму 4 ч поддержание температуры 85°C и 3 ч снижение температуры до 20°C на 25—29% выше, чем у контрольных образцов, не подвергавшихся вибрации. Аналогичные результаты получены и при испытании образцов в возрасте 28 сут.

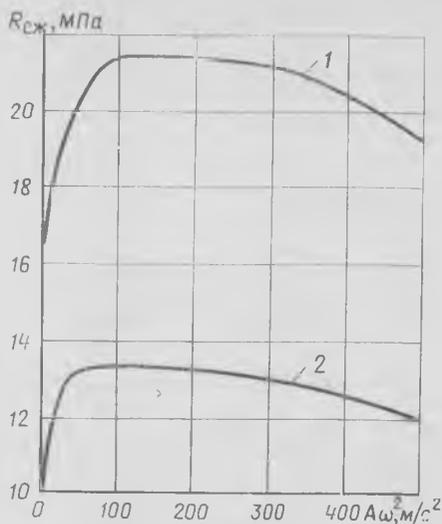


Рис. 1. Зависимость предела прочности бетона при сжатии $R_{сж}$ от ускорения вибрации $A\omega^2$ при электроразогреве бетонной смеси 1 — в 28-суточном возрасте; 2 — после 7-часового термосного выдерживания

Следовательно, предварительная виброобработка и электроразогрев бетонной смеси позволяют получить бетон с превышением прочности на сжатие до 29%, а на растяжение при изгибе до 48%.

В результате установлено, что образцы, выдержанные 7 ч, после виброобработки и электроразогрева приобретают прочность на сжатие около 60% и на растяжение при изгибе — около 80% марочной, т. е. бетон готов к распалубке.

Экстремальный характер зависимости прочности бетона от предварительной

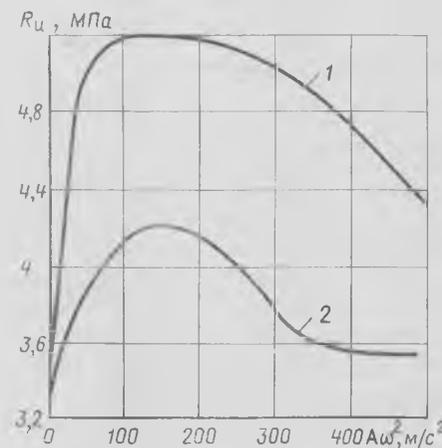


Рис. 2. Зависимость предела прочности при растяжении при изгибе R_n от ускорения вибрации $A\omega^2$ при электроразогреве бетонной смеси 1, 2 см. по рис. 1

виброобработки бетонной смеси служит косвенным подтверждением образования метамиктных гидросиликатов в цементном камне [5], положительно влияющих на его прочность.

Выводы

Предварительная виброэлектрообработка мелкозернистой бетонной смеси с оптимальными режимами вибрации позволяет сократить цикл тепловой обработки изделий из мелкозернистого бетона на 3—5 ч, повысить прочность бетона на сжатие до 29% и на растяжение при изгибе до 48%, уменьшить расход цемента на 12—15% без изменения прочности бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Михаловский Д. С. Способы ускоренного прогрева изделий заводского домостроения. — М.: Стройиздат, 1976.
2. Арбенев А. С. Технология бетонирования с электроразогревом смеси. М.: Стройиздат, 1975.
3. Крылов Б. А., Ли А. И. Форсированный электроразогрев бетона. — М.: Стройиздат, 1975.
4. Ахвердов И. Н. Основы физики бетона. — М.: Стройиздат, 1981.
5. Физико-химические основы формирования структуры цементного камня / А. Г. Шпынова, В. И. Чих, М. А. Саницкий. — Львов: Высшая школа, 1981.

На ВДНХ СССР

Монолитные полы «Бетосил»

На ВДНХ СССР в павильоне «Строительство» представлены новые покрытия для полов зданий промышленного и общественного назначения, разработанные трестом Мосотделстрой-5 совместно с Государственным институтом стекла и МИСИ им. В. В. Куйбышева. «Бетосил» готовят из белого или цветного цемента марки не ниже 400, небольшого количества полимеров и микрокристаллического цветного или белого искусственного наполнителя — дорсила, выпускаемого Тульским опытным заводом Минстройматериалов СССР.

Прочность «Бетосила» на 33% выше мозаичного или полимерцементного бетонов. Материалоемкость работ при его использовании снижается на 26%. Кроме того, эти полы умеренно теплые, имеют коэффициент теплоусвоения 6,5—7,0 ккал/м².°С вместо 12,5 у бетона и полимербетона.

Помимо высоких эксплуатационных качеств новые полы декоративны и благодаря пылеотталкивающим свойствам не загрязняются.

С запросами обращаться по адресу: 109240, Москва, ул. Интернациональная, д. 10, трест Мосотделстрой-5.

В. Г. БРАТЧИКОВ, инж., И. И. СЕЛИВАНОВ, канд. техн. наук (Харьковский ДСК-1);
О. П. МЧЕДЛОВ-ПЕТРОСЯН, чл.-корр. АН ГрузССР, д-р техн. наук, проф. (ХИСИ);
И. А. ПЛАХОТНИКОВА, инж., Я. И. ТАБАЧИШИН, канд. техн. наук (Харьковский
Промстройинипроект)

Бетоны с пластификатором ХДСК-1

В последние годы в производстве железобетонных изделий все большее распространение получает пластификатор ХДСК-1. Он является продуктом модифицирования добавки СДБ путем увеличения эффективного объема и критической концентрации ассоциирования макромолекул лигносульфонового комплекса в водном растворе. Модифицирование осуществляется с помощью едкого натра (инструкция ВСН 65-09-82 Минпромстроя СССР).

Эффективность применения добавки ХДСК-1 подтверждена при использовании цементов (характеристика которых представлена в табл. 1), кварцевого песка с $M_{кр} = 0,9...2,3$ и гранитного щебня фракции 5...20 различных месторождений. Расход цемента в бетонной смеси изменялся от 270 до 500 кг/м³, В/Ц — от 0,39 до 0,73. Расход добавки — 0,35% массы цемента.

Тепловая обработка бетонных образцов осуществлялась по режиму (3+3+6+2) при температуре изотермического нагрева $83 \pm 2^\circ\text{C}$. Результаты испытаний представлены в табл. 2 и 3.

Добавка ХДСК-1 позволяет увеличить удобоукладываемость бетонной смеси (О. К.) с 1...5 до 18...23 см без снижения прочности бетона, твердеющего в нормальных условиях и при тепловой обработке; дает возможность сократить водопотребность смеси на 15...25% и увеличить прочность бетона после тепловой обработки через 4 ч на 62%, через 28 сут — на 40%; при твердении в нормальных условиях через 1 сут на 65%; 3 сут — 73%, 7 сут — 57% и 28 сут — 40%.

Добавка ХДСК-1 эффективно используется с одновременным совершенствованием кассетного способа производства сборного железобетона, для которого характерен высокий расход цемента,

Для снижения расхода цемента при использовании добавки ХДСК-1 на основе сопоставительного анализа изучены свойства бетона двух партий — контрольной и со сниженным расходом цемента. Для бетона применяли цемент

Таблица 1

Завод-изготовитель и вид цемента	Активность, кгс/см ²	Содержание				НГ, %	Сроки схватывания, ч.-мин начало/конец
		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF		
Чернореченский ПЦ-400 с минеральной добавкой	436	58—60	13—18	6—8	14—15	27,5	3-15/5-45
ПЦ-400 Карачаево-Черкесский	428					28,0	3-08/5-12
ПЦ-400	468	57—68	11—19	6—8	10—13	25,3	1-16/2-25
ПЦ-500	526					25,5	1-20/3-15
БТЦ-400	426	61—65	15—17	5—6	13	27,5	2-45/4-43
ПЦ-400	410					24,2	2-45/4-35
ШПЦ-300	323					27,0	3-37/5-30
Каменец-Подольский ПЦ-500	—	53—60	14—20	6—8	14—15	—	—/—
Бахчисарайский ССШПЦ-400	436	61—64	10—12	8—9	13—15	25,2	—/—

Таблица 2

Завод-изготовитель	Вид цемента	Расход цемента, кг/м ³ бетона	В/Ц	О. К., см	Предел прочности бетона при сжатии, МПа, после ТВО через	
					4 ч	28 сут
Балаклеевский	ПЦ-400	290	0,65	5	13,6	—
				20	18,3	—
	ШПЦ-300	420	0,44	1,5	13,1	—
				21	15,7	—
	ПЦ-500	345	0,55	3	16,3	35,3
20				20,0	34,2	
ПЦ-500	480	0,45	5	26,6	42,0	
			25	28,5	39,9	
Бахчисарайский	ССШПЦ-400	280	0,57	8	14,1	—
				23	13,8	—
Каменец-Подольский	ПЦ-500	420	0,45	4	24,3	—
				24	26,5	—
Черкесский	ПЦ-400	440	0,48	5	19,5	27,9
				20	22,9	31,4
	ПЦ-400	270	0,73	—	14,3	21,2
				—	13,9	22,1
Чернореченский	ПЦ-400 с минеральной добавкой	400	0,46	—	24,6	34,8
				—	24,9	35,8
	—	300	0,62	—	13,6	23,9
				—	17,0	28,1

Примечание. Над чертой — без добавки, под чертой — с добавкой ХДСК-1.

ты ПЦ-400, БТЦ-400 и ШПЦ-300 Балаклеевского цементно-шиферного комбината, кварцевый песок с $M_{np}=1,3$ Камплицкого карьера; гранитный щебень фракции 5...20 Передаччинского карьера. Данные составов бетонной смеси и физико-механические характеристики бетонов приведены в табл. 4.

Капиллярное всасывание и водопоглощение устанавливались путем гидростатического взвешивания образцов в воде после предварительного высушивания до постоянной массы. Для характеристики капиллярного всасывания образцов применяли значение тангенса угла наклона прямой к оси, соответствующей времени поглощения объема воды. Морозостойкость бетона определяли по изменению предела прочности при сжатии в течение 200 циклов попеременного замораживания и оттаивания по ГОСТ 10060—76.

Коррозионную стойкость устанавливали в сульфатной среде, так как сульфатная агрессия является одной из самых распространенных видов коррозионного воздействия. Образцы хранили в 5%-ном растворе сернокислого натрия, параллельно в нейтральной среде хранили контрольные образцы. Прочность сцепления бетона с арматурой устанавливали через 4 ч после тепловой обработки по максимальной нагрузке при вытягивании из бетонных образцов-кубов с ребром 15 см стержня диаметром 12 мм и длиной 50 мм из горячекатаной арматурной стали класса А-IV.

Исследования усадки и ползучести бетонов проводили по методике Харьковского Промстройинипроекта на образцах-призмах размером $7 \times 7 \times 30$ см. Сжимающую нагрузку обеспечивали на станках пружинного типа, а уровень длительной нагрузки принимался равным 6 и 10 МПа. Температурно-влажностные условия были близки к нормальным ($t=18..22^\circ\text{C}$, влажность 60...70%). Измерения велись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе измерения 150 мм. В приведенные относительные деформации включались деформации ползучести, усадки и так называемые деформации усадки, интенсифицированные сжимающей нагрузкой.

Кинетика твердения бетона показывает рост во времени предела прочности при сжатии (табл. 5). Меньший прирост прочности бетонов с добавкой объясняется тем, что содержание цемента в них снижено на 20%, при этом состав смеси с добавкой ХДСК-1 обеспечивает ту же марку, что и без добавки.

Завод-изготовитель	Вид цемента	Расход цемента, кг/м ³ бетона	В/Ц	Снижение водопоглощения, %	Предел прочности бетона при сжатии, МПа					
					при ТВО через		в нормальных условиях через			
					4 ч	28 сут	1 сут	3 сут	7 сут	28 сут
Черкесский	ПЦ-400	500	0,49	20	22,6	34,6	—	—	—	—
					30,0	43,6	—	—	—	—
Чернореченский	ПЦ-400	280	0,75	18	10,3	19,4	—	—	—	15,7
			0,62	18	14,8	25,9	—	—	—	21,9
Балаклеевский	ПЦ-400	345	0,65	15	11,6	22,2	—	—	—	—
			0,55	15	10,0	34,2	—	—	—	—
	ПЦ-500	390	0,60	25	10,7	28,2	—	—	—	—
			0,45	25	21,2	40,0	—	—	—	—
	БТЦ-400	350	0,63	15	—	—	3,9	12,6	16,6	24,4
			0,54	15	—	—	6,9	23,1	26,9	34,0
ПЦ-500	400	0,50	20	—	—	6,0	17,8	24,0	32,3	
		0,40	20	—	—	9,2	28,9	36,5	45,3	

Примечание. Над чертой — без добавки, под чертой с добавкой ХДСК-1.

Таблица 4 $(\epsilon_n + \epsilon_y) \times 10^{-6}$

Номера составов бетона	Добавка, % массы	Вид цемента	Расход цемента, кг/м ³ бетона	В/Ц	$R_{сж}$, МПа, после тепловой обработки через 28 сут
1	—	БТЦ-400	444	0,54	24,4
2	0,35	БТЦ-400	378	0,54	25,5
3	—	ШПЦ-400	470	0,50	30,5
4	0,35	ШПЦ-400	360	0,50	29,5
5	—	ПЦ-400	465	0,52	25,6
6	0,35	ПЦ-400	356	0,52	26,0

Примечание. О.К. в составах 1—4 равна 18 см, в составах 5—6—16 см. $R_{сж}$ через 4 ч в составе 5 и 6 соответственно равна 18,1 и 20,4 МПа. $R_{пр}$ в составах 5 и 6 равна соответственно 15,1 и 16Т МПа; $E_{тг} \cdot 10^4$ в тех же составах — 2,41 и 2,40 МПа.

Таблица 5

Номера составов бетона	Предел прочности бетона при сжатии, МПа, в возрасте, мес					
	1	3	6	9	12	24
1	24,4	33,7	36,7	39,9	40,4	43,6
2	25,5	26,3	29,1	30,0	31,7	36,1
3	30,5	36,9	—	44,2	46,5	51,6
4	29,5	36,8	—	40,7	41,6	47,4

Примечание. Номера составов бетона — по табл. 4.

Бетоны с добавкой ХДСК-1 обладают меньшим водопоглощением и капиллярной всасываемостью, а их морозо- и коррозионная стойкость практически не изменяются. Прочность сцепления арматуры с бетоном одинакова.

При длительных деформациях образцы с добавкой ХДСК-1 менее дефор-

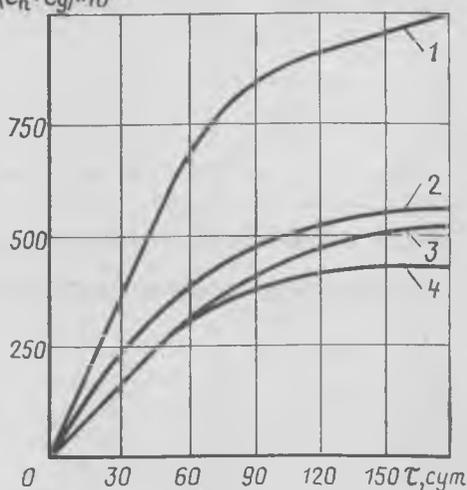


Рис. 1. Изменение приведенных относительных деформаций бетона

1, 2 — уровень нагрузки 10 МПа; 3, 4 — уровень нагрузки 6 МПа (1, 3 — бетон состава № 5; 2, 4 — бетон состава № 6)

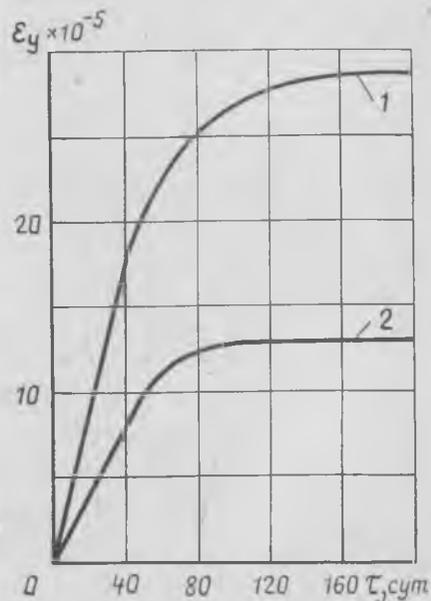


Рис. 2. Изменение относительной деформации усадки бетона

1 — бетон состава № 5; 2 — бетон состава № 6

мативны, особенно при более высоком уровне нагрузки (рис. 1). Общий характер длительных деформаций не имеет каких-либо аномалий. Модуль мгновенных деформаций для контрольных образцов при нагрузке 6 МПа составил $2,4 \cdot 10^{-4}$ МПа, а при 10 МПа — $2,1 \cdot 10^{-4}$ МПа; в образцах с добавкой ХДСК-1 соответственно $2,6 \cdot 10^{-4}$ МПа и $2,3 \cdot 10^{-4}$ МПа.

Максимальные значения усадки за период испытаний для контрольных образцов составляли $28 \cdot 10^{-5}$, для бетонов с добавкой — $13 \cdot 10^{-5}$ (рис. 2).

Таким образом, деформативные характеристики бетона с добавкой ХДСК-1 аналогичны характеристикам контрольных образцов. В нормальных температурно-влажностных условиях эксплуатации без специфических агрессивных агентов применение бетона с добавкой возможно на основании тех же конструктивных и расчетных требований к деформациям, что и для контрольных образцов.

Выводы

Добавка ХДСК-1 в зависимости от характеристики исходных материалов и

состава бетонной смеси позволяет увеличить ее удобоукладываемость без снижения прочности бетона или сократить водопотребность, а следовательно, существенно улучшить физико-механические свойства и ускорить процесс твердения бетонов при тепловой обработке и в естественных условиях.

Применение добавки ХДСК-1 в касетной технологии обеспечивает получение бетонов с существенным снижением расхода цемента без ухудшения их эксплуатационных характеристик.

Заводское производство

УДК 666.973.2:669.046.58

А. Н. СИДОРОВ, инж. (КТБ Стройиндустрия Минпромстроя СССР)

Технологическая линия для помола гранулированного шлака

В Минпромстрое СССР создана и утверждена Госстроем СССР программа создания и освоения производства шлакощелочных вяжущих, бетонных и железобетонных конструкций и изделий на их основе, в том числе высокопрочных. Во исполнение этой программы в КТБ Стройиндустрия Минпромстроя СССР разработана технологическая линия по помолу гранулированного шлака, на базе которой Одесским

ПИ-3 запроектирован помольный цех, строительство которого начато на Тульском заводе стройматериалов Главприоккстроя.

Принятая в проекте технология позволяет получать молотый гранулированный шлак в соответствии с требованиями ТУ 65-418-82.

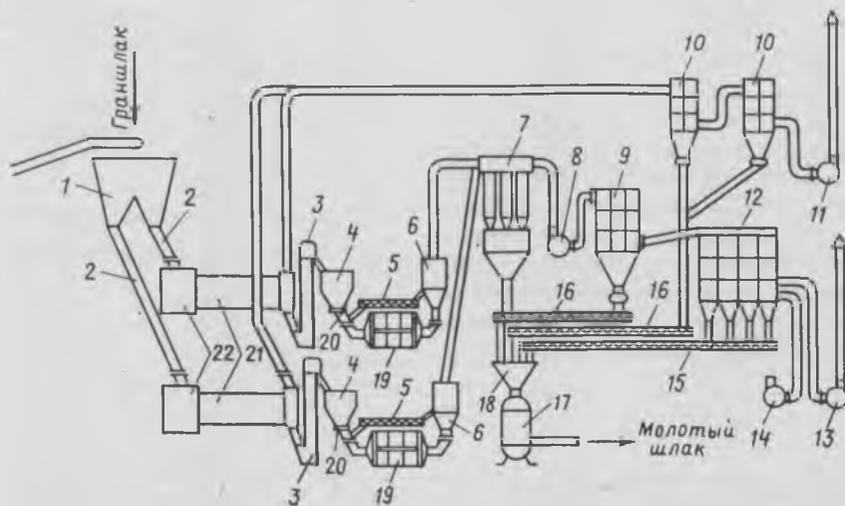
Линия размещена в здании пролетом 18 и длиной 48 м. Высота до нижнего пояса ферм — 14,4 м. Для проведе-

ния ремонтных работ оборудования в пролете установлен подвесной электрический кран грузоподъемностью 32 кН.

Сырьем для производства молотого шлака служит гранулированный шлак, поставляемый НПО «Тулачермет» по ГОСТ 3475—74 со средней влажностью 15%. Крупность предельно допустимых кусков ограничена 40 мм.

В состав технологической линии входит расходный бункер, 2 ленточных питателя, 2 сушильных барабана СМЖ-1013 с подтопками, 2 элеватора, система дымоочистки, 2 бункера-накопителя, 2 дисковых питателя ДЛ-8А, 2 шаровых барабанных мельницы ШБМ 250/390, система осаднения молотого гранулированного шлака, камерный насос, система очистки технологического воздуха, а также КИП и автоматики.

Работа линии происходит в такой последовательности (см. рисунок). Со склада сырья гранулированный шлак ленточным транспортером подается в расходный бункер, а затем питателями на сушку в сушильные барабаны. Регулирование процесса сушки производится оператором дистанционно. Су-



Технологическая схема помола гранулированного шлака

1 — расходный бункер; 2 — ленточный питатель; 3 — элеватор; 4 — бункер-накопитель; 5 — винтовой конвейер; 6 — сепаратор; 7 — циклон; 8 — вентилятор; 9 — батарейный циклон; 10 — рукавные фильтры; 11 — вентилятор отсосный; 12 — питатель дисковый; 13 — мельница; 14 — вентилятор продувочный; 15 — винтовой конвейер; 16 — винтовой конвейер; 17 — камерный насос; 18 — сборная воронка; 19 — мельница; 20 — питатель дисковый; 21 — сушильный барабан; 22 — топка

Основные технологические показатели линии

Годовой выпуск гранулированного шлака, м ³	50 000—80 000
Годовой расход природного газа, м ³ /м ³	880 1,17
Установленная мощность, кВт	1 408 187
силовая	4023
осветительная	85
Явочная численность рабочих, чел.	
основных	17
вспомогательных	8
Режим работы:	
количество рабочих дней	365
количество смен в сутки	3
продолжительность смены, ч	8
Коэффициент использования основного оборудования по времени:	
сушильные барабаны	0,85
мельницы	0,8

шильные барабаны оснащены топками, работающими на природном газе. Отработавшие дымовые газы после очистки в батарейных циклонах ПБЦ-15 и отбора тепла через трубу выбрасываются в атмосферу. Осажденная шлаковая пыль винтовым конвейером подается в сборную воронку. Высушенный до влажности 1% по массе гранулированный шлак из разгрузочных камер сушильных барабанов подается элеваторами в бункера-накопители и далее дисковыми питателями в мельницы на помол.

Разделение молотого гранулированного шлака на фракции осуществляется в проходных сепараторах.

Фракция с удельной поверхностью 3000 см²/г и выше в виде пылевоздушной смеси поступает в циклон ЦН-15.6, батарейный циклон ПБЦ-25 и рукавные фильтры, где происходит осаждение молотого шлака. Осажденный гранулированный шлак при помощи винтовых конвейеров транспортируется в сборную воронку и оттуда камерным насосом подается в силосные банки склада.

Фракция с удельной поверхностью менее 3000 см²/г оседает в сепараторах и по течкам попадает в винтовые конвейеры, возвращающие ее на домол.

Управление технологической линией осуществляется с центрального пульта. Предусмотрено 3 режима работы — ручной (наладочный), дистанционный и автоматический; имеются аварийная и предупредительная звуковая и световая сигнализации.

Для контроля наполнения на бункерах установлены указатели верхнего и нижнего уровней, которые связаны с приводами транспортера, питателей и элеваторов и отключают или включают их при достижении материалом предельных отметок.

За дополнительной информацией обращаться по адресу: 142700, г. Видное-2 Московской обл., ул. Вокзальная, 23. КТБ «Стройиндустрия».

В помощь заводским лабораториям

УДК 691.327:666.9—16:620.179.16

Б. М. КРАСНОВСКИЙ, И. Э. ШКОЛЬНИК, кандидаты техн. наук, В. А. ЮРОВСКИЙ, В. Я. ФИШМАН, инженеры (ЦМИПКС при МИСИ); Н. Б. ВАРЕНЦОВА, В. И. ЛАПТЕВ, инженеры (ЖБИ № 11)

Ультразвуковой метод контроля высокопрочных бетонов

Многолетний опыт практического применения ультразвукового метода определения прочности бетона, основанный на использовании зависимости скорости — прочности, свидетельствует о снижении его чувствительности при контроле бетонов марки М500 и выше. Установлено также, что у бетонов высоких марок рост прочности не сопровождается увеличением модуля упругости [1].

В связи с этим были проведены исследования для выбора параметра, характеризующего прочность бетона, и разработана ультразвуковая лабораторная установка для его измерения.

Физической основой метода является зависимость между прочностью бетона и параметром его нелинейности [2, 3], который можно определить, измеряя изменение скорости распространения непрерывных ультразвуковых колебаний при изменении их амплитуды [4].



Рис. 1. Установка для измерения параметра нелинейности бетона ультразвуковым методом

Схема установки, основанной на фазовом методе измерения скорости распространения ультразвуковых колебаний, приведена на рис. 1. Непрерывные колебания регулируемой амплитуды (в диапазоне от 10 до 100 В) и фиксированной частоты (50 кГц) поступают с генератора через усилитель мощности на передающий преобразователь. Одновременно опорный сигнал с усилителя подается на вход фазометра. На другой вход фазометра поступает исследуемый сигнал, прошедший через образец к приемному преобразователю. В процессе измерений увеличивают в 10 раз амплитуду электрического напряжения на передающем преобразователе

и регистрируют соответствующий сдвиг фазы $\Delta\varphi$, пропорциональный изменению скорости распространения ультразвуковых колебаний. Таким образом, параметр нелинейности бетона характеризуется величиной сдвига фазы $\Delta\varphi$.

Для установления зависимости измеренного значения сдвига фазы с прочностью испытывали образцы из бетона марок М500 и М600 из производственных замесов, используемых на заводе ЖБИ № 11 при изготовлении колонн для жилых и общественных зданий (табл. 1):

Градуировочную зависимость сдвига фазы — прочность строили по результатам ультразвуковых и механических испытаний бетонных кубов с ребром 10 см через 4 ч после тепловлажностной обработки и в возрасте 28 сут. Одновременно прибором «Бетон-12» в образцах измеряли скорость распространения ультразвуковых колебаний. Всего испытали 25 серий образцов кубов в возрасте 4 ч и 19 серий в возрасте 28 сут. Градуировочные зависимости, построенные в соответствии с ГОСТ 17624—78, представлены на рис. 2. Как видно из рис. 2, с увеличением прочности бетона при сжатии сдвиг фазы уменьшается. При этом для образцов в возрасте 4 ч после ТВО уравнение связи имеет вид $R_n = 52,2 - 4 \Delta\varphi$, относительное среднее квадратическое отклонение $S_{T'} = 5,5\%$ при коэффициенте эффективности $F_{эф} = 3,4$, а для образцов в возрасте 28 сут $R_n = 63,2 - 6 \Delta\varphi$; $S_{T'} = 4\%$; $F_{эф} = 3$.

Таким образом, при измерении параметра нелинейности прочность бетона

Таблица 1

Марка бетона	Состав бетона, кг/м ³			
	Цемент	Песок	Щебень	Вода
М500	590	320—330	1280—1300	200—205
М600	580	380	1260	170—180
М300	370	700	1110	180
М400	480	505	1260	190

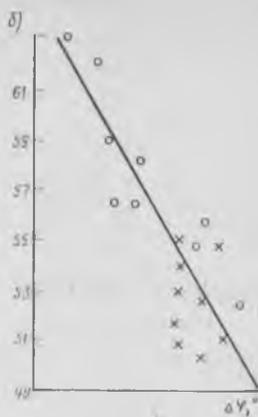
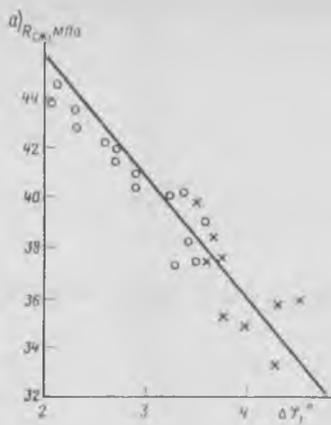


Рис. 2. Градуировочные зависимости сдвиг фазы — прочность для бетонов марок М500 (х) и М600 (о) в возрасте 4 ч после ТВО (а) и 28 сут (б)

марок М500 и М600 можно установить с достаточной для практики точностью. Следует отметить, что измерение скорости распространения колебаний для составов бетона, используемых на заводе ЖБИ № 11, не дало необходимой информации о прочности.

Измерения на колоннах осуществляли в основном по схеме поверхностного прозвучивания после их распалубки и выдерживания в течение 4 ч. Для уменьшения погрешности определения прочности бетона при использовании схемы поверхностного прозвучивания база измерений находилась в пределах 10 см. Измерения производили в четырех участках, расположенных по длине колонны с учетом зон армирования. Всего обследовали 40 колонн. Средние значения сдвига фаз и прочности бетона в колоннах приведены в табл. 2.

Отличие средних значений сдвига фазы для колонн из бетона марок М500 и М600 было равно $\Delta\varphi = (3,7 \pm 0,3)^\circ$; $\Delta\varphi = (2,3 \pm 0,3)^\circ$.

Результаты контроля высокопрочных бетонов могут быть использованы на заводе для определения прочности бетонов более низких марок, идущих на

Таблица 2

Номер изделия	$\Delta\varphi, ^\circ$	R_{II} по градуировке, МПа
1	3,62	М500
2	3,75	
3	4,15	
4	3,39	
15	3,31	
1	2,32	М600
2	2,45	
3	2,12	
4	2,05	
25	2,00	

изготовление колонн, ригелей, стен жесткости и других изделий (см. табл. 1). Для этого необходимо в соответствии с ГОСТ 17624—78 вести расчет по формуле

$$R_{сж} = R_0 \frac{v}{8,87 v_0 - 7,87 v}, \quad (1)$$

где R_0 — прочность образца, имеющего наибольшую скорость распространения v_0 ; v — скорость ультразвука в контролируемом участке конструкции.

Для наиболее точного нахождения R_0 служит градуировочная зависимость сдвиг фазы — прочность (см. рис. 2), из которой видно, что R_0 определяется точкой пересечения графика с осью ординат. Установлено, что $R_0 = 52,2$ МПа при наибольшей скорости распространения $v_0 = 4490$ м/с. Подставляя найденные значения в формулу (1) и измеряя скорость распространения в образцах из бетона марок М300 и М400, вычисляли их прочность и сравнивали с ее фактическим значением (рис. 3). Относительная средняя квадратическая ошибка прогнозирования прочности по данной методике составила $S'_T = 9,8\%$ при $F_{ФФ} > 2$, что удовлетворяет требованиям ГОСТ 17624—78. Таким образом, опираясь на градуировочную зависимость сдвиг фазы — прочность для высокопрочных бетонов и определяя по ней R_0 , можно на заводе контролировать прочность бетона более низких марок без построения традиционной зависимости скорость — прочность.

Возможность контроля прочности бетонов, отличающихся составом, позволяет заключить, что, измеряя скорость распространения ультразвуковых

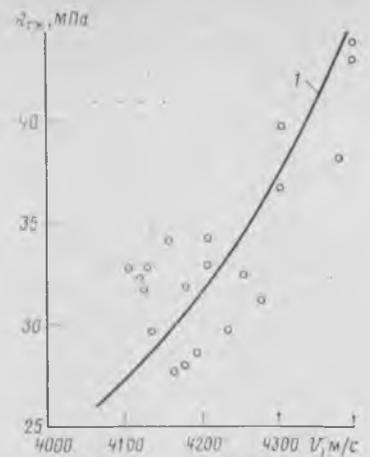


Рис. 3. Расчетная зависимость скорость — прочность 1 — вычисленная по формуле (1); о — экспериментальные данные

колебаний и ее изменение при изменении амплитуды воздействия, получили более полную информацию о свойствах материала. При этом скорость и ее изменение с амплитудой являются двумя независимыми характеристиками свойств материала, причем вторая в силу малых деформаций в волне ($\approx 10^{-6}$) связана с дислокациями в кристаллах, которые составляют основную массу твердой фазы бетона [5]. Поведение дислокацией под воздействием ультразвуковых колебаний различной амплитуды влияет на величину сдвига фазы, проявляется в развитии процесса микротрещинообразования, что в конечном счете приводит к корреляции с прочностью бетона.

Измерение параметров нелинейности бетона позволяет определить прочность бетонов высоких марок непосредственно в изделиях, что важно для оценки их качества при отсутствии соответствующих образцов, а также сократить расход материалов и трудозатраты на проведение испытаний традиционными методами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Берг О. Я., Шербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетон. — М.: Стройиздат, 1971.
- Бондаренко В. М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков, 1968.
- Крылов Н. А., Калашников В. А., Полищук А. М. Радиотехнические методы контроля качества железобетона. — М.—Л.: Стройиздат, 1966.
- Школьник И. Э., Уровский В. А., Фишман В. Я. Исследование параметров нелинейности для прогнозирования прочностных и деформативных характеристик строительных материалов. — Тезисы докладов к семинару: Неразрушающий контроль производства и качества железобетонных изделий и конструкций. Киев, НИИСК, 1983.
- Баженков Ю. М. Бетонполимеры. — М.: Стройиздат, 1981.

Сопротивление изгибаемых балок действию поперечных сил при повышенных и высоких температурах

В НИИЖБе проводились опыты на железобетонных балках прямоугольного сечения 16×30 см, длиной 240 см, изготовленных из обычного тяжелого бетона марки М400 на портландцементе с гранитным щебнем и кварцевым песком и из жаростойкого бетона марки М400 на глиноземистом цементе с шамотными заполнителями естественного твердения. Балки в продольном направлении армированы двумя стержнями диаметром 18 или 20 мм из арматурной стали класса А-III, марки 35ГС, предел текучести которой колебался от 415 до 490 МПа, временное сопротивление от 610 до 760 МПа. Часть балок не имела поперечного армирования, другие армированы вертикальными сварными хомутами из проволоки $\varnothing 6$ А-1, марки СТЗсп3 с шагом 8—10 см.

Балки испытывали в возрасте 5—12 мес на специальной установке. Опытный образец устанавливали на опоры армированной зоной сверху. Балки, предназначенные для испытания при нагреве, сначала нагревали со стороны сжатой зоны бетона со скоростью $100^\circ\text{C}/\text{ч}$ до заданной температуры, выдерживали 2 ч, затем нагружали двумя сосредоточенными силами, симметрично прикладываемыми на консольные участки на расстоянии от опоры h_0 и $2,5 h_0$. Температура крайнего волокна сжатой зоны бетона в балках из обычного бетона составляла 70, 100 и 200°C , в балках из жаростойкого бетона на глиноземистом цементе — 300, 500 и 800°C .

При одностороннем нагреве до приложения нагрузки в балках температурные деформации крайнего волокна бетона наиболее нагретой грани с повышением температуры возрастали до $(150\text{—}350) \cdot 10^{-5}$.

От неравномерного нагрева и криволинейного распределения температуры по высоте сечения балок до образования трещин возникает напряженное состояние с самоуравновешенными эпюрами напряжений. На гранях появляются напряжения сжатия, достигающие

10—12 МПа, а в средней части высоты сечения — напряжения растяжения. При температурном перепаде $80\text{—}120^\circ\text{C}$ в балках из обычного тяжелого бетона и $150\text{—}180^\circ\text{C}$ в балках из жаростойкого бетона напряжения растяжения достигали величины сопротивления бетона растяжению и вызвали появление трещин в середине высоты сечения балки.

Продольная арматура, находящаяся у ненагреваемой грани, нагревалась до $55\text{—}95^\circ\text{C}$. В продольной арматуре от температурного перепада при криволинейной эпюре распределения температуры по высоте сечения возникли деформации сжатия до $(20\text{—}40) \cdot 10^{-5}$.

Максимальная температура нагрева хомутов в балках из обычного тяжелого бетона не превышала 200°C , а в балках из жаростойкого бетона 450°C . От одностороннего нагрева в хомутах также возникли деформации сжатия до $(10\text{—}20) \cdot 10^{-5}$.

При одностороннем нагреве до нагружения балки получили температурный прогиб с выпуклостью в сторону печи 4,5—9 мм.

При нагружении балок деформации сжатия продольной арматуры и хомутов постепенно уменьшались и переходили в деформации растяжения, температурный выгиб уменьшается и развивается прогиб в направлении приложения нагрузки. При пролете среза $2,5 h_0$ в балках сначала появились нормальные трещины в зоне чистого изгиба, затем в зоне действия поперечных сил и моментов образовывались наклонные трещины. При пролете среза h_0 наклонные трещины возникли одновременно с нормальными. С повышением температуры нагрева крайнего волокна бетона сжатой зоны трещиностойкость наклонных сечений балок из обычного тяжелого бетона снижается, а из жаростойкого бетона на глиноземистом цементе повышается. При пролете среза $2,5 h_0$ в балках без поперечной арматуры образуется одна критическая наклонная

трещина, по которой происходит разрушение элемента, а в балках с хомутами наблюдается развитие нескольких наклонных трещин. При пролете среза h_0 образуются наклонные трещины, которые развиваются в направлении к грузу и опоре. При высоких температурах наблюдается развитие наклонной трещины горизонтально, на уровне продольной арматуры к торцам элемента с заходом в зону чистого изгиба. Ширина раскрытия наклонных трещин с повышением температуры нагрева, увеличением нагрузки и пролета среза увеличивается, а с повышением процента поперечного и продольного армирования уменьшается.

Разрушение балок по наклонному сечению при пролете среза $2,5 h_0$ происходит от среза или раздробления бетона сжатой зоны над наклонной трещиной, а при пролете среза h_0 от раздавливания наклонной сжатой бетонной полосы. В балках из обычного тяжелого бетона при 200°C , а в балках из жаростойкого бетона при 500 и 800°C наблюдается нарушение сцепления продольной арматуры с бетоном. Прочность наклонных сечений балок из обычно тяжелого бетона при одностороннем нагреве до 70, 100 и 200°C соответственно снижается при пролете среза h_0 на 14, 18 и 4%, при $2,5 h_0$ — на 3, 10 и 6%; балок из жаростойкого бетона при одностороннем нагреве до 300, 500 и 800°C — при пролете среза h_0 уменьшается в 1, 22, 1,3 и 2 раза, а при $2,5 h_0$ прочность несколько повышается. С увеличением пролета среза с h_0 до $2,5 h_0$ прочность балок по наклонному сечению снижается в среднем в 2,4 раза.

Для установления общих закономерностей напряженно-деформированного состояния в зоне среза, влияния вида бетона и армирования на трещиностойкость и прочность наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов при действии поперечных сил и высокой температуры были проанализированы также опытные данные ранее проведенных исследований на железобетонных

УДК 620.179.16.05

М. В. КОРОЛЕВ, д-р техн. наук, Б. П. СТАРИКОВ, В. Г. ШЕВАЛДЫКИН, кандидаты техн. наук (НИИИН)

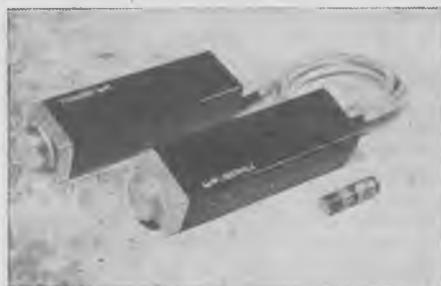
Портативный прибор для ультразвукового контроля прочности бетона

На предприятиях строительной индустрии и строительных площадках успешно эксплуатируются ультразвуковые приборы неразрушающего контроля прочности бетона в железобетонных изделиях [1]. Простота, оперативность и безопасность контроля обуславливают широкое применение приборов при строительстве, а также при эксплуатации объектов и сооружений.

Разработанный в НИИИН портативный прибор УФ-50МЦ предназначен для ультразвукового контроля прочности бетона, силикатного кирпича и других строительных материалов на основе измерения времени распространения ультразвуковых колебаний. Прибор отличается от известных значительно меньшими габаритами и массой при сохранении основных метрологических характеристик.

Он представляет собой измеритель временного интервала между моментом излучения и моментом приема ультразвукового импульса, прошедшего по материалу контролируемого объекта. Излучение и прием импульсов осуществляется отдельными пьезопреобразователями. Прибор позволяет использовать сквозной и поверхностный способы прозвучивания. Кроме того, он может использоваться для дефектоскопии строительных конструкций теневым временным методом и методом годографа [2, 3]. Частота посылок зондирующих импульсов в приборе (частота измерения времени) равна 1 Гц, что позволяет контролировать материалы практически с любым временем реверберации без применения ручного запуска генератора зондирующих импульсов и обеспечивает высокую производительность контроля.

Конструктивно прибор выполнен в виде двух электронных блоков — приемного и передающего, соединенных между собой кабелем длиной 2 м [4]. Преобразователи смонтированы непосредственно в этих блоках. Батарея, питающая прибор, вторичный источник питания и генератор зондирующих импульсов расположены в передающем



Прибор УФ-50МЦ

блоке. В приемном блоке находятся усилитель, измеритель временных интервалов, четырехразрядное цифровое светодиодное табло и переключатель диапазонов измерения времени. Такая компоновка обеспечила надежную защиту приемного тракта прибора от помех, создаваемых генератором зондирующих импульсов и вторичным источником питания, позволила реализовать высокую чувствительность прибора и улучшить его эксплуатационные характеристики.

Внешний вид прибора показан на рисунке. Электрическая его схема выполнена на современной элементной базе. В 1982 г. были проведены Государственные приемочные испытания прибора. С 1983 г. он выпускается серийно на Запорожском опытном заводе дефектоскопии.

Основные технические характеристики прибора УФ-50МЦ

Диапазоны измерения времени распространения колебаний, мкс	от 20,0 до 100,0 и от 100 до 1000 не более 4
Погрешность измерения, %	не менее 500
База прозвучивания по эквивалентному материалу — эбониту, мм	не менее 500
Электрическое питание прибора:	
сеть переменного тока, частота, Гц	50
напряжение, В (сетевой источник питания)	220
встроенная батарея	элементы А316 «Квант»
Мощность, потребляемая от сети переменного тока, А·В	не более 8
Ток, потребляемый прибором от батареи, А	не более 0,1
Габаритные размеры прибора, мм	
приемного блока	172×50×40
передающего блока	172×50×40
Масса прибора со встроенной батареей, кг	не более 0,8

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Приборы для неразрушающего контроля материалов и изделий. Справочник под редакцией В. В. Ключева, кн. 2. — М.: Машиностроение, 1976.
2. Рапорт Ю. М. Ультразвуковая дефектоскопия строительных деталей и конструкций. — Л.: Стройиздат, 1975.
3. Почтовик Г. Я., Липник В. Г., Филонидов А. М. Дефектоскопия бетона ультразвуком в энергетическом строительстве. — М.: Энергия, 1977.
4. Ультразвуковой прибор для контроля прочности бетона УФ-50МЦ. / Б. П. Стариков, В. Г. Шевалдыкин, М. В. Королев, Ю. Н. Мизрохи. — Дефектоскопия, 1984, № 7.

На ВДНХ СССР

Станок для гнутья петель

Ранее монтажные петли для железобетонных изделий производили на станке С-146-А. Для изготовления одной петли рабочему необходимо было совершить пять операций. За смену один арматурщик делал 1000 петель.

На заводе ЖБИ № 5 для гнутья петель сконструирован и внедрен станок новой конструкции, работающий в полуавтоматическом режиме. Цикл изготовления петли продолжается 7—8 с и состоит из следующих операций: арматурщик укладывает заготовку на направляющие ролики диаметром 60 мм, которые загибают анкера на концах заготовки, затем при помощи пуансона диаметром 160 мм штампуется основной контур петли по центру заготовки, далее рычаги с роликами отгибают анкера в противоположных направлениях.

Внедрение станка новой конструкции позволило в 4 раза повысить производительность труда, высвободить три человека, улучшить качество изделий, культуру производства.

Годовой экономический эффект составил 7 тыс. р.

Дополнительную информацию можно получить по адресу: 109316, Москва, ул. Медvedькова, д. 3, завод ЖБИ № 5.

CONTENTS

Gvozdev A. A., Zalesov A. S., Serykh R. L. New Design Codes of Practice for concrete and reinforced concrete structures
 Rulle L. K., Letter designations adopted in SNiP 2.03.01—84
 Krylov S. M., Zaitsev L. N., Ul'bieva I. S. Local compression strength of flat reinforced concrete members
 Belobrov I. K., Loskutov O. M. Assessment of dynamic strength of flexural members along inclined cross-section
 Bondarenko V. M. Recommendations on registration creep and shrinkage in designing reinforced concrete structures
 Baikov V. N., Gorbatov S. V. Determination of limiting state in eccentrically compressed members from non-elastic dependence
 Popov N. N., Rastorguev B. S. Peculiarities of structures design on the action of short-term dynamic loads
 Golyshev A. B., Bachinsky V. Ya. Development of applied calculation theory for reinforced concrete structures
 Pavlov V. I., Musomogombetov E. N., Skorokhodov V. B. Polymer-silicate concrete in non-ferrous metallurgy
 Garbusenko V. V., Konovalov A. V., Belikov V. A., Kolupaev V. A. Prestressed collar beams of II-04 series with strand reinforcement
 Shantarin V. D., Ivlev P. P., Krekshin V. E., Shinkeev G. M. Pretreatment of concrete mix
 Bratchikov V. G., Selivanov I. I., Mchedlov-Petrosyan O. P., Plakhotnikova I. A., Tabachishin Ya. I. Concrete with plasticizer KhDSK-1
 Sidorov A. N. Operation line for granulated slag grinding
 Krasnovsky B. M., Shkolnik I. E., Yurovsky V. A., Fishman V. Ya., Varentsova N. B., Laptev V. I. Ultrasonic method for control of highstrength concretes
 Milovanov A. F., Makhkamov I. M. Resistance of flexural beams to action of cross force under elevated and high temperatures
 Korolev M. V., Starikov B. P., Shevaldykin V. G. Portable apparatus of ultrasonic control of concrete strength

CONTENU

Gvozdev A. A., Zalessov A. S., Serykh R. L. Les nouvelles normes pour l'élaboration des projets des structures en béton et en béton armé
 Rullet L. K. Les indications en lettres adoptées en SNiP 2.03.01—84
 Krylov S. M., Zaitsev L. N., Oulbijeve I. S. La résistance des éléments plats en béton armé à la compression locale
 Belobrov I. K., Loskoutov O. M. L'évaluation de la résistance dynamique des éléments sollicités en flexion d'après la section oblique
 Bondarenko V. M. Les recommandations sur l'enregistrement de retrait et de fluage du béton pendant le calcul des structures en béton armé
 Baykov V. N., Gorbatov S. V. La détermination de l'état limit des éléments comprimés hors du centre d'après les rapports non-élastiques de contrainte-déformation du béton et des armatures
 Popov N. N., Rastorguev B. S. Les particularités de calcul des structures à l'action des charges dynamiques de courte durée
 Golychev A. B., Batchinsky V. Ja. Sur la mise en oeuvre de la théorie appliquée de calcul des structures en béton armé
 Pavlov V. I., Moussomogombetov E. N., Skorokhodov V. B. Le silicatebéton de résine dans la métallurgie des métaux non-ferreux
 Gabroussenko V. V., Konovalov A. V., Belikov V. A., Koloupaev V. A. Les poutres principales de la série II-04 avec des armatures en câbles
 Chantarine V. D., Ivlev P. P., Krekchine V. E., Chinkeev G. M. Le traitement préalable du béton frais
 Brattchikov V. G., Selivanov I. I., Mchedlov-Petrossjan O. P., Plakhotnikova I. A., Tabatchichine Ja. I. Les bétons avec le plastifiant KhDSK-1
 Sidorov A. N. La ligne technologique pour moulage de laitier granulé
 Krasnovsky B. M., Chkolnik I. E., Yurovsky V. A., Phichman V. Ja., Varentsova N. B., Laptev V. I. La méthode de contrôle par l'ultrason des bétons à haute résistance
 Milovanov A. Ph., Makhkamov J. M. La résistance des poutres sollicitées en flexion à l'action des forces transversales sous les températures élevées et hautes
 Korolev M. V., Starikov B. P., Chevaldykine V. G. L'instrument portatif de contrôle de la résistance du béton par l'ultra-son

INHALTSVERZEICHNIS

Gwodew A. A., Salessow A. S., Serych R. L. Neue Projektierungsvorschriften von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen
 Rulle L. K. In Baunormen und Baubestimmungen 2.03.01—84 eingeführte Buchstabenbezeichnungen
 Krylow S. M., Saizew L. N., Uljibijewa I. S. Widerstand von ebenen Stahlbetonbauelementen gegen örtlichen Druck
 Belobrow I. K., Loskutow O. M. Bewertung der dynamischen Festigkeit von auf Biegung beanspruchten Bauelementen für Schrägquerschnitt
 Bondarenko W. M. Empfehlungen über Berücksichtigung des Betonschwindens und Betonkriechens bei Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen
 Baikow W. N., Gorbatow S. W. Ermittlung des Grenzzustandes von aussermittig gedrückten Elementen nach unelastischen Abhängigkeiten «Spannung-Dehnung» des Betons und der Bewehrung
 Popow N. N., Rasstorgujew B. S. Berechnungsbesonderheiten von Konstruktionen unter dynamischer Kurzzeitlasteinwirkung
 Golschew A. B., Batschinski W. Ja. Ausarbeitung der angewandten Theorie für Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen
 Pawlow W. I., Mussomogombetow Je. N., Skorochodow W. B. Polymersilikatbeton in Farbmétallurgie
 Gabrussenko W. W., Konowalow A. W., Belikow W. A., Kolupajew W. A. Vorgespannte Riegel von II-04-Serie mit Seilbewehrung
 Schantarin W. D., Ivlew P. P., Krekshchin W. Je., Schinkejew G. M. Vorbehandlung der Betonmischung
 Bratschikow W. G., Selewanow I. I., Mtschedlov-Petrossjan O. P., Plachotnikowa I. A., Tabatschischin Ja. I. Betone mit HDSK-1-Plastifikatoren
 Krasnowski B. M., Schkoljnick I. E., Jurovski W. A., Fischman W. Ja., Warendzowa N. B., Laptew W. I. Ultraschallmethode der Kontrolle über hochfeste Betone
 Sidorow A. N. Fertigungsanlage für Mahlen der granulierten Schlacke
 Milowanow A. F., Machkamow J. M. Widerstand von auf Biegung beanspruchten Balken gegen Wirkung von Querkraften unter erhöhten und hohen Temperaturen
 Koroljow M. W., Starikow B. P., Shevaldykin W. G. Portatives Gerät für Ultraschallkontrolle über Betonfestigkeit.

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

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Л. А. Егорова

Сдано в набор 12.04.85
 Формат 60×90^{1/8}

Печать высокая

Усл. печ. л. 4,0

Подписано в печать 28.05.85
 Усл. кр.-отт.4,75

Уч.изд. л.5,64

Тираж 14390 экз.

Т-11762
 Заказ 137

Почтовый адрес редакции: 101442, Москва, ГСП-4, Каляевская, 23а Тел. 292-41-34, 292-62-05

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

Авторские свидетельства

№ 1*

№ 1133102. Г. М. Сазонов, Б. И. Дрогин и А. И. Бабиев. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.** № 1133103. Л. Т. Мясников, В. Б. Кузьмин и С. Н. Макаров. **Касетная установка для изготовления железобетонных перегородок.**

№ 1133106. ПКТБ с опытным производством Минпромстроя БССР. А. Ю. Драневич. **Центрифуга для формирования тел вращения из бетонных смесей.**

№ 1133107. ВНПО Союзжелезобетон. С. М. Вязанкин, Ю. А. Жигалев, А. С. Лукоянов и др. **Устройство для ликвидации дефектов трубчатых изделий.**

№ 1133242. Днепропетровский инженерно-строительный ин-т. А. М. Сергеев, Г. Д. Дибров, С. В. Дробошевский и др. **Бетонная смесь.**

№ 1133356. КазпромстройНИИпроект. А. Н. Долгих. **Стыковое соединение панелей самонесущих стен с колонной сейсмостойкого здания.**

№ 1133357. Ленпроектстальконструкция. Р. С. Зекцер. **Узловое соединение фундамента с металлической колонной.**

№ 1133358. НИИСК. О. А. Козодой, И. Н. Ткаченко, И. А. Лукашенко и др. **Теплозвукоизоляционная панель перекрытия и покрытия.**

№ 1133359. НИИСК. А. В. Сирота, Ю. С. Мартынов и А. С. Александрович. **Покрытие здания.**

№ 1133361. НПО Дорстройтехника. А. И. Мордич, Л. К. Лукша, А. С. Мацкевич и П. В. Золотов. **Железобетонный элемент.**

№ 1133362. Донецкий политехнический ин-т. И. С. Стоев и В. Ф. Филатов. **Устройство для подачи бетонной смеси.**

№ 1133364. В. Г. Минеев и Е. Д. Шатунов. **Кондуктор для группового монтажа строительных элементов.**

№ 1133367. В. Я. Гендин и Л. С. Гончарова. **Способ монтажа многоэтажных железобетонных зданий из сборных элементов в зимних условиях.**

№ 2

№ 1134371. Гипростроммаш. А. И. Семенов. **Бетоноукладчик.**

№ 1134685. Одесский филиал Оргэнергостроя. В. В. Дмитриев. **Способ монтажа длинномерных многосекционных конструкций.**

№ 1134723. Филиал ВНИИОМШС. И. А. Луценко, Н. С. Малашенко и С. С. Говерюкин. **Машина для набрызга бетона.**

№ 3

№ 1135649. Днепропетровский ун-т. В. А. Логвиненко, А. А. Иванов, В. И. Пильщиков и др. **Виброплощадка.**

№ 1135653. К. Н. Федоров, Ю. В. Сокольский, Н. Ф. Ефремов и др. **Устройство для подачи формы-вагонетки в камеру термообработки агрегата для изготовления железобетонных изделий.**

№ 1135654. СКБ Главстройпрома. Р. И. Кваша и В. И. Панин. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1135655. ЛенЗНИИЭПжилища. А. И. Обухов, В. П. Обухов и М. П. Вахрушев. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1135656. А. И. Тузлуков. **Кантователь к установке для отделки железобетонных изделий.**

№ 1135657. А. А. Кирсанов, В. П. Нахимов и Ю. В. Стуков. **Форма для изготовления бетонных образцов.**

№ 1135658. СКБ — Мосстрой. В. И. Беляев, В. П. Колпаков и др. **Касетная форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1135659. ЛИСИ. А. В. Болотный, В. П. Птичников, Е. Ф. Ушаков и др. **Способ обработки поверхностей бетонных и железобетонных изделий.**

№ 1135662. ЦНИИЭПжилища. Е. А. Вайсбурд, О. В. Еременко и Г. А. Матусевич. **Устройство для подачи бетонной смеси в отсеки касетной установки.**

№ 1135663. НИИЖБ. В. В. Михайлов, С. А. Селиванова, А. Л. Ционский и др. **Способ изготовления трубчатых изделий из самонапрягаемых бетонных смесей.**

№ 1135664. Гипростроммаш. С. К. Казарин и В. М. Варешкин. **Форма для изготовления трубчатых изделий.**

№ 1135667. Куйбышевский инженерно-строительный ин-т. С. П. Максимов, А. Г. Чикноворьян и Б. М. Красновский. **Гравитационный смеситель.**

№ 1135672. Харьковский Промстройнипроект. А. В. Палей, Э. Н. Кутовой и Б. Л. Гринцвайг. **Устройство для электродуговой плавки бетона.**

№ 1135731. ЦНИИПИ лесохимической промышленности. Б. А. Радбиль, Т. В. Захарова, В. И. Коваленко и Т. Л. Соловьева. **Комплексная добавка для бетонной смеси.**

№ 1135737. Макеевский инженерно-строительный ин-т. В. С. Шкляр, В. А. Матвиенко и Н. И. Скачко. **Способ изготовления бетонных изделий.**

№ 1135872. Укрпроектстальконструкция. В. Н. Шимановский, М. М. Жербин и Г. Г. Дрофа. **Висячее покрытие.**

№ 1135876. ЦНИИСК. А. Ю. Глазунов, И. Л. Бихневич, В. В. Гурьев, и А. М. Чистяков. **Способ изготовления каркасной панели ограждения.**

№ 1135880. МИИТ. А. С. Жиров. **Строительный элемент.**

№ 1135884. ЦНИИПИ по планировке и застройке сельских населенных мест и жилищно-гражданскому строительству на селе. А. М. Дотлибов и Н. В. Сумовская. **Объемно-переставная опалубка.**

№ 1135885. Белорусский научно-исследовательский и проектно-технологический ин-т организации и управления строительством. А. П. Пашков, Б. И. Рубин и М. В. Шпак. **Устройство для изготовления предварительно напряженных железобетонных изделий.**

№ 1135886. Ю. В. Сокольский, Н. Ф. Ефремов, Е. П. Муханов и др. **Устройство для намотки арматуры на цилиндрическое сооружение.**

№ 1135887. В. М. Ширшов и Г. Г. Ахтырский. **Устройство для изготовления арматурных стержней мерной длины из железобетонных изделий.**

№ 1135888. П. Н. Тимохин. **Устройство для фиксации на поддоне формы анкеров.**

№ 1135889. МАДИ. В. А. Воробьев, В. А. Горшков, А. Н. Каледин и др. **Электроконтактное приспособление устройства для электронагрева арматурных стержней.**

№ 4

№ 1136944. Казахское РСУ Казсоветкурорта. В. А. Уфимцев, Г. А. Ухалкин, В. В. Вуйко и др. **Форма для изготовления железобетонных изделий.**

№ 1137169. Индустройпроект. Д. Н. Галеза, Е. Ф. Лапир, Н. К. Карапетов и др. **Устройство для навивки арматурной проволоки на упоры.**

№ 5

№ 1138323. ЦНИИЭПжилища. Ю. Г. Гранник. **Глубинный пневмовибратор для уплотнения бетонных смесей.**

№ 1138327. Е. А. Элер, Г. В. Конов, Г. И. Марков и А. Р. Элер. **Пустотообразователь.**

№ 1138466. КБ по железобетону. В. С. Сабуров, А. Н. Молодов и В. Ф. Гайденко. **Устройство для монтажа строительных элементов.**

№ 1138467. КТБ Стройиндустрия. А. Ф. Туликов, В. Д. Досюк, С. А. Мадатян и др. **Устройство для фиксации формы при укладке в нее упоры арматурных стержней.**

№ 6

№ 1139627. ЗСК ВПО Союзстройконструкция. А. В. Пожидаев и И. М. Жилин. **Виброплощадка для уплотнения бетонных смесей в форме.**

№ 1139628. ВНИИжелезобетон и Индустройпроект. А. А. Гальперин, И. М. Резников, Е. Н. Тюрин и др. **Устройство для очистки формы от избытка бетонной смеси.**

№ 1139814. КТБ Стройиндустрия. А. Ф. Туликов, И. Д. Корбова, А. В. Кузнецова и др. **Устройство для изготовления двухрядных арматурных каркасов.**

№ 7

№ 1140958. Ярославский политехнический ин-т. Г. Н. Попов, В. М. Дудин, Е. К. Чабуткин и др. **Виброплощадка.**

№ 1140960. КТБ Стройиндустрия. И. Г. Бучко, В. А. Сафаров и А. Ф. Туликов. **Форма для изготовления предварительно напряженных изделий из бетонных смесей.**

№ 1140961. Грозненский нефтяной ин-т. Г. А. Айрапетов. **Форма для изготовления железобетонных изделий.**

№ 1140962. Минский филиал КТБ Стройиндустрия. В. А. Валуевич, О. А. Давгель и Д. М. Иванов. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.**

№ 1140963. ЛенЗНИИЭПжилища. А. И. Обухов, В. П. Обухов и М. П. Вахришев. **Устройство для распалубки и сборки форм.**

№ 1140964. Е. Н. Шапкин. **Пустотообразователь.**

№ 1141088. ЦНИИЭПсельстрой. Л. Н. Ануфриев, Ю. Е. Фомин, Б. И. Костенко и Ю. П. Ключник. **Крышка пропарочной камеры.**

№ 1141090. ПТТ Оргтехстрой. Л. А. Лернер, И. Л. Маслов, О. И. Болычевская и А. И. Гречушников. **Композиция для обнажения заполнителя на поверхности бетонных изделий.**

* См. Открытия. Изобретения. 1985.

**ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА
И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ГОССТРОЯ СССР**

ОБЪЯВЛЯЕТ

ПРИЕМ В АСПИРАНТУРУ НА 1985 ГОД

по специальностям:

Строительные конструкции
(бетонные и железобетонные конструкции)
с отрывом и без отрыва от производства

Строительные материалы и изделия
(бетон, арматура, бетонные и железобетонные изделия,
технология производства)
с отрывом и без отрыва от производства

Прием заявлений производится до 20 сентября 1985 г.
Вступительные экзамены с 1-го по 20-е октября 1985 г.

*Высылать документы и обращаться за справками по адресу: 109389,
Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ, аспирантура, телефон
171-80-22*