

38

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН



5•1981



Московская международная книжная выставка-ярмарка

Международные книжные выставки-ярмарки, проводимые в Москве с 1977 г. один раз в два года, стали большим событием в культурной жизни страны. Они постоянно привлекают к себе внимание архитекторов, строителей и проектировщиков, поскольку на них широко представлена отечественная и зарубежная литература по строительству, архитектуре и строительным материалам.

В сентябре этого года в Москве на ВДНХ СССР будет проведена очередная международная выставка-ярмарка (ММКВЯ-81), в которой будет участвовать экспонент двух прошлых выставок — Издательство литературы по строительству.

Участие Стройиздата в выставках-ярмарках 1977 и 1979 гг. способствовало дальнейшему развитию сотрудничества с однопрофильными издательствами зарубежных стран, а в целом — решению задач, стоящих перед строителями, пропаганде за рубежом достижений отечественной науки и техники. Достаточно сказать, что сейчас Стройиздат поддерживает связи более чем с 60 зарубежными издательствами и издательскими фирмами. Значительно расширились формы сотрудничества с издательствами социалистических стран, в частности с ГДР, ПНР, ЧССР. Готовятся к выпуску совместные издания с МНР, ГДР, ПНР.

Увеличивается выпуск переводных и совместных изданий. Так, если в 1976 г. Стройиздат выпустил 13 названий, то в 1980 г. — 21. В этом году намечено к выпуску 20 книг.

Среди опубликованных и намечаемых к изданию книг — работы известных архитекторов, проектировщиков, ученых, в том числе по вопросам архитектурного творчества, охраны окружающей среды, проектирования, эксплуатации и ремонта жилых зданий, экономики и организации строительного производства, экономии энергии, предотвращения повреждений конструкций в жилищном строительстве.

Большую помощь в отборе книг для перевода оказывает ряд ведомств и институтов страны. Это Госстрой СССР, Госгражданстрой, ЦНИИЭП жилища, ЦНИИТИА, ЦНИИП градостроительства, ЦНИИЭП зрелищных зданий и спортивных сооружений и др. Активное участие в этой работе принимают видные специалисты в области строительства и архитектуры: академик Б. Ласкорин, д-р техн. наук С. Поляков, д-ра архит. Ю. Яралов, А. Рябушин, Л. Авдоткин, канд. архит. Д. Айрапетов, кандидаты техн. наук Е. Федоров, Ю. Дыховичный, А. Цыганков и многие другие.

С помощью этих специалистов Стройиздат выпустил ряд книг («Атлас стальных конструкций»,

«Механика грунтов» Кедзи, «Технология очистки сточных вод» Хаммера, «Твердые отходы» Мантелла, «Стать архитектором» Кандилиса, «Динамика сооружений» Клафа и Пензиена, «Архитектор и пластмасса» Квормби, «Век мастеров» Бэнэма, «Предупреждение дефектов в строительстве» Шильда и др.), получивших положительную оценку широкого круга читателей.

В рамках своей экспозиции Стройиздат представит на отдельном стенде переводные издания, выпущенные по итогам выставок 1977 и 1979 гг. редакцией переводной литературы издательства.

Практически сразу же после Московской международной книжной выставки-ярмарки 1979 г. издательство приступило к подготовке к ММКВЯ-81. Был разработан план, который включал несколько разделов. В него входили подготовка экспозиции Стройиздата на ММКВЯ-81, подготовка совместных изданий, изучение и отбор книг зарубежных авторов.

В современных условиях особое значение приобретает дальнейшее развитие деловых контактов и связей со странами социалистического сотрудничества, поэтому издательство предусматривает разработку долгосрочной программы сотрудничества с однопрофильными издательствами социалистических стран. Эта программа включает план подготовки и выпуска совместных изданий, разработанный на пять лет и более длительную перспективу, обмен переводными изданиями, помощь в подготовке переводных изданий, включая предисловия, примечания, дополнения библиографии, обмен иллюстративным материалом и т. п.

Выполнение намеченных планов позволит успешно подготовиться к 3-й Московской международной выставке-ярмарке, а главное — улучшить выпуск переводных книг по строительству, архитектуре и строительным материалам, более полно удовлетворить запросы наших читателей.

В заключение следует отметить, что ряд отраслевых журналов («Архитектура СССР», «Бетон и железобетон», «Жилищное строительство»), публикуя рецензии на выпущенные Стройиздатом переводные книги и информацию об изданных книгах зарубежных авторов, оказывают определенную помощь в работе переводной редакции. Очевидно, эту работу надо продолжить и в дальнейшем, так как полезность ее несомненна.

М. В. ПЕРЕВАЛЮК, зав. редакцией переводной литературы Стройиздата

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!	
Курсом созидания	2
Трибуна соревнующихся	
Победители Всесоюзного социалистического соревнования	3
Конструкции	
<i>Костюковский М. Г., Корнер Б. Г.</i> Двухавровые колонны для промзданий без мостовых кранов	4
<i>Габрусенко В. В., Требесов А. Е., Руф Л. В.</i> Совершенствование конструкций безраскосных ферм	5
<i>Саунин В. И., Мартемьянов В. С., Селиванов В. А., Клевцов В. А., Кодыш Э. Н.</i> Влияние плит на несущую способность и жесткость ригелей	7
<i>Якушин В. А., Кубашов Е. В., Ямлеев У. А., Ляхов Ю. А.</i> Керамзитобетонные сваи для промышленного и гражданского строительства	8
Бетоны	
<i>Киселев О. И., Русаков Б. В.</i> Связь статистической прочности бетонов с их взрывостойкостью	10
<i>Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Иванов В. И., Юрченко Э. Н.</i> Оценка капиллярно-пористого строения бетона	11
Арматура	
<i>Фридман А. М., Зборовский Л. А.</i> Сварка арматуры из горячекатаной и термически упроченной стали	13
<i>Артемьев В. П., Арсланбеков М. М.</i> Выбор классов арматуры при смешанном армировании	14
Заводское производство	
<i>Соловьев А. А., Сапелин Н. А., Беренгольдц Д. Г.</i> Роторный бетоносмеситель с повышенной скоростью перемешивания	16
<i>Соловьев Б. В., Кудрявцев В. И., Змеев Б. М., Гвасалия Г. О.</i> Формовочная машина изготовления многопустотных панелей перекрытий	17
В помощь проектировщику	
<i>Травкин Е. М.</i> Расчет закладных деталей на действие крутящего момента	18
<i>Додонов М. И.</i> О выборе формы поперечного сечения стального профилированного настила	20
Вопросы экономики	
<i>Миронов А. А., Бакулина Г. В.</i> О нормативах стоимости ремонта оборудования	21
Использование промышленных отходов	
<i>Липей О. А., Крылов Б. А., Дмитриев А. С.</i> Заполнители из дробленого бетона	23
Стандарты и нормативные документы	
<i>Сизов В. П.</i> Об уточнении методики испытания бетона на водонепроницаемость	25
Теория	
<i>Андреев В. Г.</i> Прочность внецентренно-сжатых стержней	26
Наши юбиляры	
К 80-летию В. В. Михайлова	27
Библиография	
<i>Ратинов В. Б.</i> Монография о коррозии бетона и железобетона и защите от нее	29
Зарубежный опыт	
<i>Трамбовецкий В. П.</i> Легкий бетон в США	30



5

[314]

май 1981



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

© Стройиздат, 1981

КУРСОМ СОЗИДАНИЯ

XXVI съезд КПСС наметил величественную программу дальнейшего поступательного движения нашей страны к коммунизму. Отчет ЦК КПСС XXVI съезду нашей партии, с которым выступил Генеральный секретарь ЦК КПСС товарищ Л. И. Брежнев, другие документы съезда, принятые им решения вооружили партию, весь советский народ научно обоснованной программой действий по всем направлениям экономического и социального развития СССР на ближайшее десятилетие.

В Отчете ЦК КПСС говорится, что последовательно осуществляемая экономическая стратегия партии нацелена на неуклонный подъем эффективности и качества всей работы, на более глубокий поворот экономики к многообразным задачам повышения благосостояния советского народа. Так, по сравнению с девятой пятилеткой в пятилетке десятой национальный доход увеличился на 400 млрд. р., промышленная продукция — на 717 млрд. р., продукция сельского хозяйства — на 50 млрд. р. Непосредственно на потребление населения, жилищное и социально-культурное строительство использовано 80% национального дохода.

В славные достижения десятой пятилетки внесли свой вклад труженики строительной отрасли. За 1976—1980 гг. в развитие народного хозяйства вложено 634 млрд. р., что на 29% больше, чем за предыдущее пятилетие. Введено в действие основных фондов на сумму 588 млрд. р. Построено свыше 1200 крупных промышленных предприятий. Введены жилые дома общей площадью 530 млн. м².

Характерной особенностью десятой пятилетки и всех семидесяти годов являются крупные перемены в размещении и создании производительных сил. Начали формироваться территориально-производственные комплексы в европейской части РСФСР, на Урале, в Сибири, на Дальнем Востоке, в Казахстане, Таджикистане. Именно эти уже начавшие действовать комплексы обеспечили в десятой пятилетке весь прирост добычи нефти, газа и угля.

Дальнейшее развитие всех отраслей народного хозяйства стало возможным благодаря самоотверженному труду строителей. Например, мощности электростанций возросли на 54 млн. кВт. К Единой энергетической системе страны присоединилась Объединенная энергосистема Сибири. Вступили в строй действующих уникальные гидроагрегаты на Саяно-Шушенской, Усть-Илимской, Нуρεкской, Ингурской, Днепровской, Нижнекамской и других гидроэлектростанциях. Сданы в эксплуатацию крупнейшие тепловые электростанции — Запорожская и Угледорская, а также новые мощности на Ленинградской, Чернобыльской, Курской, Белоярской, Армянской и Билибинской АЭС. Начал давать продукцию флагман атомного машиностроения «Атоммаш».

Как отмечалось на XXVI съезде КПСС, успехи прошедшего пятилетия станут прочной основой для дальнейшего движения нашей страны по пути коммунистического строительства. Сейчас мы располагаем мощным экономическим и научно-техническим потенциалом, высококвалифицированными кадрами. Дальнейшие достижения станут возможны благодаря мастерству рабочих и инженерно-технических работников, проявлению высокой сознательности и дисциплины, внедрению научно-технических достижений и передового опыта, широкому размаху социалистического соревнования трудовых коллективов за повышение эффективности и качества работы. Это позволит решать еще более масштабные задачи, которые четко сформулированы в принятых XXVI съездом КПСС «Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года».

Главная задача одиннадцатой пятилетки состоит в обеспечении дальнейшего роста благосостояния советских людей на основе устойчивого поступательного развития народного хозяйства, ускорения научно-технического прогресса и перевода экономики на интенсивный путь развития, более рационального использования производственного потенциала страны, всемерной экономии всех видов ресурсов и улучшения качества работы.

В текущей пятилетке национальный доход, используемый на потребление и накопление, необходимо увеличить на 18—20%. Возрастает общий объем капитальных вложений, который определен в размерах 711—730 млрд. р. Основной задачей капитального строительства является наращивание про-

изводственного потенциала страны на новой технической основе, сооружение жилищ и объектов коммунально-бытового и социально-культурного назначения. Намеченное увеличение национального дохода на пятилетку предостит обеспечить при меньшем, чем за предыдущие пять лет, абсолютном и относительном приросте капитальных вложений, хотя объем их в народном хозяйстве за счет всех источников финансирования возрастет на 12—15%. Поэтому необходимо добиваться коренного улучшения строительства, повышения эффективности капитальных вложений. Главное внимание следует уделять обеспечению своевременного ввода в действие основных фондов и производственных мощностей. Капитальные вложения и материальные ресурсы надо сконцентрировать на важнейших стройках. Приступать к возведению объектов необходимо после тщательных расчетов и с наибольшим народнохозяйственным эффектом.

Основными направлениями предусмотрено ограничить число одновременно сооружаемых объектов, сократить сроки строительства, равномерно и комплексно в течение года вводить в действие производственные мощности и объекты непроизводственной сферы. В ближайшие годы необходимо довести до нормативов объем незавершенного строительства и запасы неустановленного оборудования. Капитальные вложения будут направлены в первую очередь на реконструкцию и техническое перевооружение предприятий и на завершение ранее начатых строек. Сооружение новых и расширение действующих предприятий следует начинать в том случае, если потребности народного хозяйства в данном виде продукции не могут быть обеспечены путем улучшения использования производственных мощностей с учетом их реконструкции и технического перевооружения.

Новые предприятия будут возводиться в первую очередь в отраслях, которые обеспечивают прогрессивные сдвиги в структуре общественного производства, помогают вовлечь в хозяйственный оборот топливно-энергетические и минерально-сырьевые ресурсы восточных и северных районов страны. Будут созданы мощные объекты энергетики в Сибири и Средней Азии, атомные электростанции в европейской части страны. На базе дешевых углей Экибастузского и Канско-Ачинского бассейнов, а также природного и попутного газа месторождений Сибири намечено создать комплексы тепловых электростанций. Планируется завершить работы на строительстве Байкало-Амурской магистрали, где начнется широкое освоение природных богатств этого обширного края.

В текущей пятилетке предостит улучшить проектно-сметное дело, строить по наиболее прогрессивным и экономичным проектам. Необходимо повысить качество планировочных, архитектурных и строительных решений, снизить стоимость строительства зданий и сооружений, а также жилья, сократить удельные капитальные вложения на единицу вводимой в действие мощности. Следует продолжить совершенствование подрядного и хозяйственного способов ведения работ. Всемерно развивать прогрессивные формы организации строительства, создать условия для повсеместного распространения сквозного поточного бригадного подряда на основе повышения уровня инженерной подготовки и производственно-технологической комплектации. Путем реализации этих и ряда других мер производительность труда в капитальном строительстве намечено повысить на 15—17%.

Особое внимание на XXVI съезде КПСС было обращено на необходимость усиления режима экономии. На экономию топлива, энергии, металла, трудовых и финансовых затрат должны быть нацелены работники науки и техники, каждый трудовой коллектив, техническая политика каждого министерства и ведомства. Серьезной задачей становится практика более широкого вовлечения в хозяйственный оборот вторичных материальных и топливно-энергетических ресурсов, а также попутных продуктов.

Вместе со всеми трудящимися страны строители полны решимости воплотить в жизнь огромную созидательную программу, намеченную XXVI съездом нашей партии, ударным трудом ответить на постановление ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ «О всеобщем социалистическом соревновании за успешное выполнение и перевыполнение заданий одиннадцатой пятилетки».

Победители Всесоюзного социалистического соревнования

Центральный Комитет КПСС, Совет Министров СССР, Всесоюзный Центральный Совет Профессиональных Союзов и Центральный Комитет ВЛКСМ, рассмотрев итоги Всесоюзного социалистического соревнования за повышение эффективности производства и качества работы, успешное выполнение Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1980 год и десятую пятилетку, признали победителями и наградили переходящими Красными знаменами ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ, памятными знаками ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ «За высокую эффективность и качество работы в десятой пятилетке» и с занесением на Всесоюзную доску почета на ВДНХ СССР:

по Министерству строительства в районах Дальнего Востока и Забайкалья коллективы:

Комсомольского домостроительного комбината, г. Комсомольск-на-Амуре Хабаровского края;
Якутского комбината строительных материалов и конструкций.

По Министерству промышленного строительства СССР коллективы:

домостроительного комбината Киевпромстроя, г. Белая Церковь Киевской области;

домостроительного комбината Крымстроя, г. Симферополь;
ордена «Знак Почета» домостроительного комбината № 1 Харьковжилстроя, г. Харьков.

По Министерству промышленности строительных материалов СССР коллектив Жигулевского ордена Ленина комбината строительных материалов, Куйбышевская область.

По Министерству сельского строительства СССР коллективы:

завода железобетонных изделий треста Череповецсельстрой, г. Череповец Вологодской области;

Слуцкого сельского строительного комбината, Минская область;

Центрального научно-исследовательского экспериментального и проектного института по сельскому строительству, г. Апрелевка Московской области.

По Министерству строительства СССР коллективы:

домостроительного комбината Министерства строительства Грузинской ССР, г. Кутаиси;

Калининского опорно-показательного домостроительного комбината;

Каунасского домостроительного комбината, Литовская ССР;

Таллинского домостроительного комбината имени 60-летия Октября.

По Министерству строительства предприятий тяжелой индустрии СССР коллектив экспериментального конструкторского бюро, г. Тула.

По Государственному комитету СССР по делам строительства коллективы:

Государственного ордена Трудового Красного Знамени головного проектного института Казгорстройпроект Госстроя Казахской ССР, г. Алма-Ата;

Центрального ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательского и проектного института строительных металлоконструкций, г. Москва.

По предприятиям и организациям, подчиненным министерствам и ведомствам союзных республик:

по РСФСР коллективы:

ордена Трудового Красного Знамени домостроительного комбината № 3 Главмосстроя, г. Москва;

Правобережного объединения строительных материалов имени Я. М. Свердлова Главленстройматериалов, г. Ленинград.

По Украинской ССР коллектив ордена Трудового Красного Знамени домостроительного комбината имени Комсомола Украины Главкиевгорстроя.

По Узбекской ССР коллектив Ташкентского ордена «Знак Почета» домостроительного комбината № 1 Главташкентстроя.

Переходящими Красными знаменами ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ награждены:

по Министерству строительства в районах Дальнего Востока и Забайкалья коллектив Читинского домостроительного комбината, пос. Антипиха.

По Министерству транспортного строительства коллектив треста промышленных предприятий, г. Москва.

По Министерству монтажных и специальных строительных работ СССР коллектив Государственного института Фундамент-проект, г. Москва.

По Министерству промышленного строительства СССР коллективы:

Минского производственного объединения индустриального домостроения имени 50-летия СССР;

Тульского завода строительных материалов Главприоккстроя.

По Министерству промышленности строительных материалов СССР коллектив Карадагского комбината строительных материалов, Азербайджанская ССР.

По Министерству сельского строительства СССР коллектив Бахчисарайского комбината Стройиндустрия Крымского областного колхозстроя.

По Государственному комитету СССР по делам строительства коллективы:

Белорусского научно-исследовательского и проектного института по строительству на селе, г. Минск;

Центрального научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования зрелищных, спортивных и административных зданий и сооружений имени Б. С. Мезенцева, г. Москва.

УДК 624.075.23:725.4

М. Г. КОСТЮКОВСКИЙ, Б. Г. КОРМЕР, кандидаты техн. наук (ЦНИИПромзданий)

Двухтавровые колонны для промзданий без мостовых кранов

Одним из путей кардинального облегчения колонн, применяемых в строительстве одноэтажных промзданий, является применение эффективных сечений и бетона повышенных марок.

В 1968—1970 гг. ЦНИИПромзданий и Промстройпроект при участии Гипростроммаша и НИИЖБ исследовали колонны двухтаврового сечения, разработанные ЦНИИПромзданий и НИИЖБ, и полые прямоугольные конструкции Промстройпроекта. При этом рассматривали колонны для одноэтажных промзданий с высотой этажа 7,2; 9,6 и 12,6 м (в соответствии с действовавшими в то время габаритными схемами).

Размеры сечений двухтавровых колонн были установлены по результатам вариантного проектирования с определением стоимости 1 пог. м колонны, которую принимали равной сумме стоимости бетона и рабочей арматуры, подсчитанных по «Прейскуранту оптовых цен на сборные железобетонные конструкции» № 06-08.

Такой способ экономической оценки при установлении оптимальных сечений колонн дает вполне удовлетворительные результаты.

При выполнении расчетов принимали следующие условия: минимальная толщина стенки 80 мм, а полки 100 мм, марка бетона М200—М700, рабочая арматура — из стали класса А-III, армирование осуществлялось тремя плоскими сварными каркасами (один в стенке, два в полках).

Для колонн высотой 9,6 м рассмотрели варианты со связями, устанавливаемыми в каждом продольном ряду колонн посередине температурного блока здания, и без связей. При высоте этажа более 9,6 м двухтавровые и полые прямоугольные колонны запроектированы с устройством связей.

В пустотелых колоннах диаметры пустот приняты 180, 245, 299, 351 и 500 мм исходя из применения в качестве пустотообразователей бесшовных горячекатаных труб по ГОСТ 7832—58. Пустотелые колонны армированы пространст-

венными каркасами, образуемыми из плоских сварных элементов. Сечение верхней части колонн обоих типов прямоугольное сплошное.

Колонны изготавливают по поточно-агрегатной технологии с формованием на вибростолах, при большой длине (свыше 12 м) — по стендовой технологии. Формование производят в опалубке с откидными бортами, причем двухтавровые колонны — при вертикальном положении стенки. При стендовой технологии бетонную смесь уплотняют вибраторами навесными при двухтавровом сечении и поверхностными в случае полых колонн.

Сопоставление двухтавровых и полых колонн показало, что по расходу материалов и трудоемкости производства они практически равноценны. Однако при двухтавровых колоннах достигается значительно больший удельный съем изделий с площади формовочных цехов, причем с увеличением длины колонн различие этих показателей увеличивается. Это объясняется тем, что в цехе формования пустотелых колонн приходится предусматривать дополнительную площадь для размещения пустотообразователей.

Сопоставление двухтавровых колонн со сплошными прямоугольными (высота этажа 9,6 м) и двухветвевыми (высота 12,6 м) показало, что переход на двухтавровые колонны дает существенный экономический эффект. Снижение расхода бетона в средних колоннах достигает 38% при замене прямоугольных и 46% — двухветвевых колонн. Полученные положительные результаты явились основанием для проведения дальнейших проектных работ и экспериментальных исследований.

В 1971 г. разработаны рабочие чертежи для экспериментального строительства в г. Асбесте Свердловской обл. В ЦНИИПромзданий была проведена унификация сечений двухтавровых колонн, при этом каждое сечение можно использовать для колонн зданий различных высот.

Двухтавровые колонны с упрощенным армированием тремя плоскими сварными

каркасами исследовали в НИИЖБ в 1967—1968 гг.* В Уральском Промстройпроект в 1973—1975 гг. испытали предложенные ЦНИИПромзданий двухтавровые колонны для проверки возможности полного использования прочности угловых продольных стержней арматуры при армировании колонны тремя плоскими сварными каркасами. При этом испытали колонны длиной 9 м, сечением 600×450 мм из бетона марок М300 и М600 с продольной арматурой диаметром 25 мм из стали класса А-III. Напряжения в продольных стержнях арматуры, расположенных в наиболее нагруженных полках, достигали предела текучести до разрушения колонны. Эксперименты показали необходимость плавного (под углом не менее 45°) перехода от прямоугольного оголовка к тонкой стенке двухтаврового сечения для избежания возникновения преждевременных продольных трещин между стенкой и полками, вызываемых концентрацией напряжений в месте резкого изменения ширины сечения колонны.

Кроме того, провели проверку надежности заанкеривания закладных деталей в полке колонн для крепления стеновых панелей и связей по колоннам, а также технологичности формования колонн при вертикальном положении стенки. Эти исследования дали положительные результаты.

Для уточнения эффективности применения двухтавровых колонн сопоставили их с учетом рекомендаций выполненных исследований с прямоугольными по действующим сериям типовых конструкций (I.423-3, I.423-5). Сравнение проводили на примерах зданий-представителей, для которых разработаны колонны на стадии технических решений и рабочих чертежей (размер 72×72 и 60×72 м, ширина пролетов 18, 24 и 30 м, высота этажа 7,2; 9,6; 12 и 14,4 м).

При этом для двухтавровых колонн потребовалось устройство продольных связей между колоннами, начиная с высоты 7,2 м, поэтому расход стали больше, чем при колоннах прямоугольного сечения, для которых связи устанавливали при высоте более 9,6 м. В связи с этим целесообразно продолжить работу по изысканию эффективных сечений колонн зданий высотой до 7,2 м. Для зданий с большей высотой этажа технико-экономические показатели колонн приведены в табл. 1. При замене колонн прямоугольного сечения двухтавровыми расход бетона на колонны каркаса здания уменьшается примерно на 30% при

* Васильев А. П., Булгаков В. С., Беликов В. А. Возможности облегчения железобетонных колонн промышленных зданий. — Промышленное строительство, 1970, № 6.

В. В. ГАБРУСЕНКО, А. Е. ТРЕБЕСОВ, инженеры (СКТБ Стройиндустрия Минстроя СССР); Л. В. РУФ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Совершенствование конструкций безраскосных ферм

Высота этажа, м	Марка бетона колонн		Расход на 1 м ² площади пола		Стоимость, р/м ²
	двутавровых	прямоугольных	бетона, м ³	стали, кг	
9,6	300*	300*	0,013	2,22***	1,78
	600	300	0,018**	2,1**	1,88**
12	400	200	0,016	2,37	2,31
	600	300	0,023	3,21	2,51
14,4	400	200	0,021	3,72	3,14
	600	300	0,03	5,62	3,6

* Над чертой — для крайнего ряда, под чертой — для среднего.

** Над чертой — двутавровое сечение, под чертой — прямоугольное.

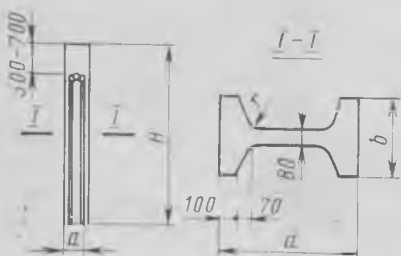
*** При высоте 9,6 м в расходе стали учтены связи.

Таблица 2

Колонны	Шаг колонн, м	Высота этажа, м	Пролет, м	Сечение колонны а×б, мм
Крайние	6	8,4; 9,6	12—36	600×450
		10,8; 12	18—36	600×450
		13,2; 14,4	24—36	700×450
Средние	6	8,4	12—36	600×450
		9,6	12—36	700×450
		10,8	18—36	700×450
	12	8,4; 9,6; 10,8; 12	18—36	700×450
		13,2; 14,4	24—36	800×500

одинаковым или меньшем расходе стали и более низкой стоимости.

На основе проведенных сопоставлений ЦНИИПромзданий разработана в соответствии с унифицированными габаритными схемами одноэтажных промзданий номенклатура двутавровых колонн (табл. 2). Сечения приняты (см. рисунок) с учетом технологичности изготовления.



Общий вид и сечение колонны

Исследованиями установлена целесообразность применения двутавровых колонн из высокопрочных бетонов для одноэтажных промзданий без мостовых кранов.

Безраскосные стропильные фермы получили широкое распространение благодаря технологическим достоинствам. В ряде случаев при рациональной организации производства себестоимость их оказывается ниже себестоимости ферм с раскосной решеткой [1].

Типовые безраскосные фермы серии 1.463-3 имеют арочное очертание верхнего пояса, что является оптимальным

индустрия Минстроя СССР совместно с НИИЖБ разработана конструкция безраскосных стропильных ферм пролетом 18 м (рис. 1).

Фермы отличаются от типовых и предназначены под плиты шириной только 3 м, поэтому их верхний пояс имеет ломаное очертание. Благодаря снижению нагрузки от покрытия за счет меньшей собственной массы плит, а так-

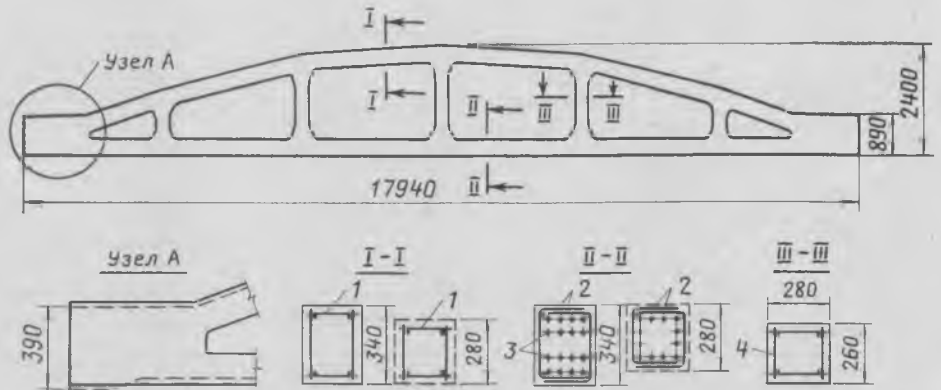


Рис. 1. Конструкция облегченных ферм пролетом 18 м (пунктиром показаны контуры ферм для шага 6 м)

1 — арматурные каркасы верхнего пояса; 2 — арматурные каркасы (гнутые сетки) нижнего пояса; 3 — напрягаемая арматура (канаты класса К-7 диаметром 15 мм); 4 — арматурные каркасы стоек

при приложении узловой и межузловой нагрузки. Однако если прикладывать нагрузку только в узлах, то более рационально ломаное очертание верхнего пояса с прямолинейными участками между узлами. Согласно работе [2], изгибающие моменты при этом существенно снижаются как в поясах фермы, так и в стойках. Некоторое увеличение продольных сил также способствует уменьшению их эксцентриситетов.

Все это не только позволяет сократить расход арматуры, но и открывает возможность для эффективного использования высокопрочного бетона. В настоящее время отказ от межузловой нагрузки реально осуществим в связи с разработкой и освоением производства плит покрытия повышенной несущей способности шириной 3 м, полностью заменяющих плиты шириной 1,5 м.

Новосибирским филиалом СКТБ Строй-

же вследствие уменьшения усилий в элементах и применения бетона повышенной прочности высота ферм в коньке снижена с 3 до 2,4 м. Это позволяет разместить производство ферм в пролете УПП-1 на трех технологических линиях вместо двух, т. е. повысить съем продукции в 1,5 раза.

Разработаны рабочие чертежи ферм двух типоразмеров: для шага 6 м из бетона марки М500 и для шага 12 м из бетона марки М600. Обе конструкции рассчитаны на восприятие тех же максимальных временных нагрузок, что и типовые: снеговой нагрузки IV района с учетом отложений у фонарей и в местах перепадов высот кровли и подвесных кранов грузоподъемностью до 5 т.

Конструкция ферм допускает устройство малоуклонной кровли при наращивании стоек. Размеры опалубки подоб-

раны таким образом, чтобы можно было изготавливать изделия обоих типоразмеров в форме с одним комплектом вкладышей, изменяя лишь размеры сечений поясов за счет перемещения продольных бортов. С этой целью ширина ферм и размеры контуров отверстий приняты одинаковыми для изделий обоих типоразмеров.

Фермы рассчитывали в соответствии с действующими нормами: нижние пояса — как элементы 2-й, а стойки — как элементы 3-й категории трещиностойкости. Напрягаемая арматура нижнего пояса — канаты (пряжи) класса К-7. Верхний пояс, стойки и опорные узлы армируют стержнями класса А-III аналогично армированию типовых ферм. При создании в стойках предварительного напряжения конструкции можно эксплуатировать в агрессивных средах.

Усилия в фермах определяли как в статически неопределимых стержневых системах с жесткими узлами. Дополнительные эксцентриситеты продольных сил в верхнем поясе, образующиеся от смещения осей панелей при переломах в узлах, учитывали при расчете сечений введением дополнительных моментов.

При расчете прочности изгибающие моменты были снижены в верхнем поясе на 30%, а в нижнем поясе на 50%. Следует отметить, что расход канатной арматуры определялся результатами расчета не по прочности, а по раскрытию и закрытию трещин. Этой арматуры оказалось вполне достаточно для восприятия расчетных усилий без снижения моментов в нижнем поясе.

Безраскосные фермы высотой 2,4 м оказались более экономичными по расходу материалов, чем близкие им по

несущей способности типовые марок ФБ18-III-8п и ФБ18-IV 13п. Объем бетона в них уменьшен на 9%, а расход арматуры — на 17% (см. таблицу). Предварительный технико-экономический расчет, выполненный в ценах III территориального пояса применительно к формовочному участку размером 18×72 м, показал, что годовая мощность участка возрастает с 711 до 1110 изделий, экономия трудозатрат составляет 1122 чел. дня, экономия стали — 147 т, а годовой экономический эффект составляет 60 тыс. р. Эта сумма еще более увеличивается при учете снижения расходов на отопление зданий с примененными фермами.

Наименование показателей	Фермы длиной 6 м		Фермы длиной 12 м	
	типовые	опытные	типовые	опытные
Объем бетона, м ³ /%	3,7 100	3,36 90,8	4,2 100	3,83 91,2
Марка бетона	400	500	500	600
Расход арматуры, кг/%	598 1000	495 82,8	593 100	491 83
Трудоемкость изготовления одной фермы, чел.-ч	68,33	60,48	82,11	73,78
Себестоимость изготовления одной фермы, р.	376,8	357,7	499,8	450,5

Два опытных образца ферм первого типоразмера были изготовлены в силовой камере на открытом полигоне завода ЖБИ № 5 треста «Железобетон» Главновосибирскстроя (рис. 2). Затем образцы испытывали в вертикальном

ЖБИ № 5 треста «Железобетон» Главновосибирскстроя

положении на экспериментальной базе СибЗНИИЭП с загрузением по двум схемам, вызывающим максимальные усилия в поясах и в стойках. Нагрузку от домкратов к узлам верхнего пояса прикладывали через траверсы, а к среднему узлу нижнего пояса — через реверсивное устройство.

В нижних поясах обеих ферм первые трещины шириной 0,05 мм образовались при действии контрольной нагрузки. Ширина их раскрытия в стойках также не превышала контрольной величины. Отклонение опытных усилий трещинообразования в нижних поясах от теоретических, подсчитанных в предположении упругой работы бетона, составило от -7,7 до +7,9%. Жесткость ферм, несмотря на уменьшенную высоту, оказалась достаточно высокой: относительные прогибы образцов в середине пролета (без учета выгиба) при действии контрольной нагрузки составили 1/854 и 1/944.

Разрушение образцов произошло от раздавливания сжатого бетона в верхних поясах при нагрузках, превышающих расчетную в 1,99 и 1,98 раза (что больше требуемой ГОСТ 8829—77 $c = 1,6$). В то же время превышение опытных усилий в верхних поясах при разрушении, определенных с учетом снижения узловых моментов на 30%, по отношению к теоретической несущей способности составило всего 3 и 4,7%.

Результаты испытаний подтвердили приемлемость принятых методов определения усилий в данных фермах, но в то же время показали избыточный резерв прочности конструкции. Однако этот резерв можно использовать лишь для незначительного снижения расхода стали в верхнем поясе, поскольку армирование нижнего пояса и стоек определяется расчетом по второму предельному состоянию. Уменьшение же размеров верхнего пояса увеличит изгибающие моменты в нижнем и неблагоприятно скажется на его трещиностойкости.

Выводы

Усовершенствование конструкции безраскосных ферм с использованием разработок по увеличению несущей способности плит покрытия шириной 3 м позволяет сократить расход стали на 17%, снизить собственную массу конструкции на 9%. За счет уменьшения высоты ферм сьем продукции на заводах-изготовителях увеличивается более чем в 1,5 раза.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гук Н. В., Чупров Г. В., Мозяков А. С. Опыт изготовления безраскосных ферм. В кн.: Строительные конструкции. Труды НИИЖБ, вып. 177, 1976.
2. Гершанок Р. А., Клевцов В. А. Безраскосные железобетонные фермы для покрытий промышленных зданий. Л., Стройиздат, 1974.



В. И. САУНИН, инж.; В. С. МАРТЕМЬЯНОВ, В. А. СЕЛИВАНОВ, кандидаты техн. наук (Сибирский автомобильно-дорожный ин-т); В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); Э. Н. КОДЫШ, инж. (ЦНИИПромзданий)

Влияние плит на несущую способность и жесткость ригелей

При проектировании принимается, что элементы сборных железобетонных перекрытий при действии вертикальных нагрузок работают независимо друг от друга. В действительности предусмотренные в типовых проектах конструктивные мероприятия, такие, как заливка раствором швов и монтажная сварка закладных деталей, способствуют взаимодействию ригелей и плит при любом нагружении. Учет совместной работы элементов позволяет вскрыть существенные резервы прочности, жесткости и трещиностойкости [1—3]. С целью оценки влияния сборного настила на жесткость и несущую способность ригелей Сибирский автомобильно-дорожный институт совместно с НИИЖБ и ЦНИИПромзданий провели натурные исследования трех фрагментов перекрытия. Задачей испытания первых двух фрагментов являлось определение степени разгру-

жающего влияния плит при замоноличивании раствором швов между плитами и ригелем без приварки закладных деталей плит к ригелю, а третьего фрагмента — без раствора, но при сварке закладных деталей плит и ригеля.

Каждый фрагмент представлял собой две ячейки перекрытия серии ИИ-04 размером $6 \times 5,5$ м (связевый вариант), состоящих из трех ригелей, шести пустотных плит и четырех плит-распорок. Опирание ригелей шарнирное на металлические стойки. Пластины ограниченной несущей способности не устанавливали. При испытаниях фрагментов контролируемыми являлись средние ригели. Характер разрушения первых фрагментов позволил использовать в последующих фрагментах конструкции первых с заменой только среднего ригеля. Одновременно в том же режиме нагружения испытывали ригели-близнецы. Их отбор

осуществляли на основании предварительных испытаний серии ригелей до нагрузок, близких к расчетным. Три цикла загрузки обеспечивали стабилизацию прогибов. В результате составили пары ригелей-близнецов, прогиб которых различался не более 6%, причем более гибкие ригели испытывали в составе фрагментов, более жесткие — отдельно. Это гарантировало от завышения эффекта оценки совместной работы.

Плиты между собой и со средним ригелем в первом фрагменте соединяли на растворе прочностью 3—5 МПа. Загружение производили полосовой нагрузкой над средним ригелем (рис. 1). Во втором фрагменте сопряжение всех элементов перекрытия осуществлялось на пескобетоне прочностью 13—15 МПа. Испытания фрагмента производили в два этапа — полосовой нагрузкой до расчетных усилий и распределенной через плиты до разрушения (рис. 2).

В третьем фрагменте межплитные швы замоноличены раствором прочностью 4—6 МПа. Фрагмент загружали распределенной нагрузкой до разрушения. Для этого использовали гидравлические домкраты с системой распределительных траверс. При испытаниях фиксировали прогибы ригелей и плит; деформации арматуры и бетона в среднем сечении ригеля, деформации стыков между элементами перекрытия. Загру-



Рис. 1. Испытание фрагмента перекрытия полосовой нагрузкой

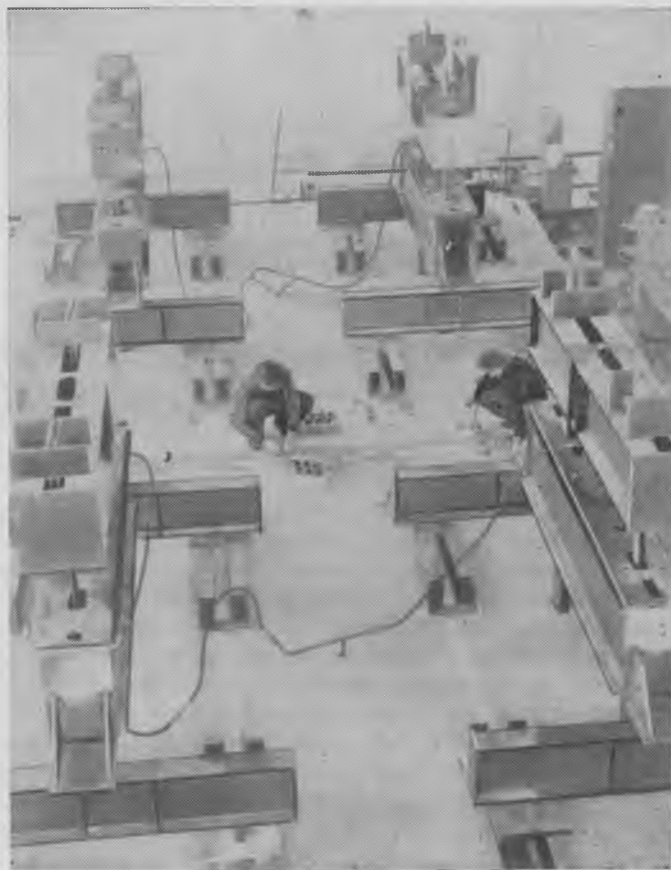


Рис. 2. Испытание фрагмента перекрытия распределенной нагрузкой

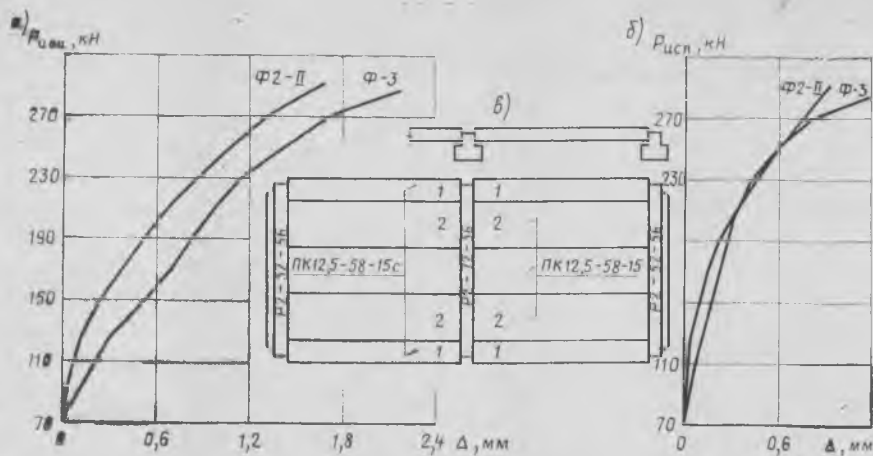


Рис. 3. Графики деформаций сдвига плит относительно среднего ригеля: а — сдвиги плит 2; б — сдвиги плит 1; Ф2-II — во втором фрагменте, этап II; Ф-3 — в третьем фрагменте; в — конструктивная схема фрагмента

жение конструкций производили ступенями, во время выдерживания наблюдали за трещинообразованием и снимали отсчеты по тензорезисторам и механическим приборам.

Разрушение всех ригелей происходило по среднему нормальному сечению вследствие текучести продольной рабочей арматуры с последующим раздроблением бетона сжатой зоны. В таблице приведены прогибы ригелей при контрольной по жесткости нагрузке, величины разрушающих нагрузок на ригель в усилиях на домкрат с учетом собственной массы ригеля и отношения прогибов и разрушающих усилий для отдельных ригелей и в составе фрагментов.

Характеристики	Ригели			
	отдельные	фрагмент 1	фрагмент 2	фрагмент 3
f , мм	17,68	14,02	11,54* 12,98	14,62
$P_{\text{разр}}$, кН	256	300	— 334	295
$f_{\text{фр}}$	1	0,79	0,65	0,82
$f_{\text{отд}}$	—	—	0,73	—
$P_{\text{разр. фр}}$	—	—	—	—
$P_{\text{разр. отд}}$	—	1,17	1,3	1,15

* Над чертой — этап I, под чертой — этап II.

Из таблицы следует, что во всех случаях прочность и жесткость ригелей в составе фрагментов выше, что свидетельствует о разгружающем влиянии плит. В третьем фрагменте оно оказалось наименьшим, что объясняется большей податливостью связей сдвига при сварных соединениях по сравнению с монолитиванием (рис. 3). Стыковка плит с ригелем сваркой закладных деталей привела к снижению жесткости системы на 10% по сравнению с укладкой плит на слой пескобетона прочностью 15 МПа. Увеличение прочности раствора замоноличивания от 5 до 15 МПа повысило жесткость системы на 15%. Неравномерный изгиб диска перекрытия при полосовой нагрузке над средним ригелем сказался на увеличении его жесткости до 10%.

Результаты проведенных натурных испытаний свидетельствуют о том, что типовое сопряжение плит и ригелей перекрытий обеспечивает благодаря совместной работе элементов значительное увеличение несущей способности и жесткости ригелей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков В. Н., Складнев Н. Н., Фролов А. К. Совместное деформирование сборных железобетонных элементов в покрытии промзданий. М., Стройиздат, 1977.
2. Совместная работа сборного железобетонного покрытия из типовых балок и плит. — В сб. НИИЖБ: Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений./А. Я. Глушанков, Я. М. Гуревич, В. А. Клевицов и др. Под ред. Г. И. Бердичевского. М., Стройиздат, 1973.
3. Чудновский Н. Н., Селиванов В. А., Мартынянов В. С. Исследование совместной работы элементов в сборных железобетонных покрытиях. — Бетон и железобетон, 1970, № 11.

УДК 624.154:666.973.2:666.64—492.3

В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук; Е. В. КУБАШОВ, инж. (НИИЖБ);
У. А. ЯМЛЕЕВ, Ю. А. ЛЯХОВ, кандидаты техн. наук
(Ульяновский политехнический ин-т)

Керамзитобетонные сваи для промышленного и гражданского строительства

ЭКБ ЦНИИСК, НИИЖБ и Ульяновским политехническим институтом разработаны конструкции керамзитобетонных свай сечением 30×30 и 35×35 см длиной до 12 м. В качестве продольной арматуры преднапряженных свай предусматриваются стержневая арматура различных классов и семипроволочные канаты класса К-7. Контролируемое преднапряжение арматуры для свай со стержневой арматурой составляет R_n^B , а для свай с канатами — до $0,75 R_n^B$. Для ненапряженных свай (рис. 1)

принята стержневая арматура класса А-II. По длине сваи устанавливают спиральные хомуты с шагом 200 мм в средней части и 100 мм на концевых участках. Голову сваи армируют плоскими сетками из холоднотянутой проволоки класса В-I для восприятия усилий от удара при забивке свай.

Преднапряженные сваи выполнены без поперечного армирования ствола. Голову сваи армируют согнутыми посередине и соединенными в местах перегиба плоскими сетками, которые можно устанавли-

вать после натяжения арматуры. Конфигурация сеток повторяет форму поперечного сечения сваи. Острые сваи армируют спиралью.

Сваи рассчитаны по СНиП II-21-75 на нагрузки от собственной массы, возникающие при подъеме на копер за одну точку. Снижение массы свай позволило снизить расход продольной арматуры по сравнению с подобными сваями из тяжелого бетона на 25%.

Допускается использовать ненапряженные сваи во всех видах сжимаемых

грунтов, кроме насыпей с твердыми включениями (металл, бетон, камни и др.); преднапряженные сваи — в глинистых грунтах от текучей до тугопластичной консистенции, грунтах средней плотности и рыхлых песках с плотными прослойками мощностью до 0,5 м.

Керамзитобетонные сваи можно применять как в обычных, так и в агрессивных средах. При этом к керамзитобетону предъявляются те же требования, что и к тяжелому бетону по СНиП II-28-73.

При внедрении керамзитобетонных свай на заводах Главульяновскстроя были подобраны составы керамзитобетона марок до М600 и исследованы их свойства. Установлено, что при увеличении объемного содержания керамзита V_k в бетоне от 0,5 до 0,9 м³/м³ прочность бетона с равным расходом цемента растет независимо от прочности керамзита. Предельная прочность керамзитобетона на керамзите данной прочности достигается с $V_k=0,9$ м³/м³ при минимальном расходе цемента, а с $V_k=0,5$ м³/м³ — при максимальном.

Таким образом, для легких бетонов сохраняется тот же принцип подбора составов с минимальным расходом цемента, что и для тяжелого, т. е. при максимальном насыщении бетона крупным заполнителем. Увеличение объемного содержания крупного заполнителя в бетоне позволяет снизить расход цемента до 30% по сравнению с СН 386-74

и получать бетон с пониженной объемной массой. Применение керамзита улучшенного качества, имеющего прочность на сжатие в стандартном цилиндре на 40—60% выше требований ГОСТ 9759-76, является основным условием снижения объемной массы керамзитобетона. Производство такого керамзита налажено в Ульяновске [1].

Применение керамзита повышенной прочности при одновременном увеличении его объемного содержания позволяет снизить объемную массу бетона на 200—300 кг по сравнению с легкими бетонами тех же марок. При использовании пористого песка объемная масса бетона может уменьшиться на 500 кг. Это приводит к изменению установленных нормативами физико-механических свойств конструктивного керамзитобетона: модуль упругости снижается на 15—20%, прочность на растяжение и предельная растяжимость увеличиваются (рис. 2).

В НИИЖБ исследовали работу свай на динамическую нагрузку на образцах из керамзитобетона с объемной массой от 1300 до 1800 кг/м³. Установлено, что при снижении модуля упругости уменьшаются как сжимающие, так и растягивающие напряжения, возникающие при забивке свай. При этом увеличивается продолжительность удара, что ускоряет процесс забивки [2].

Составы принятых на заводе керамзитобетонных смесей с $O.K.=3-4$ см

Материалы	Расход материалов на 1 м ³ керамзитобетона марок		
	М200	М250	М300
Керамзит с $R_{ц}^k = 4$ МПа, $\gamma_k = 500$ кг/м ³			
фракции 5—10 мм — 50%, л			
фракции 10—20 мм — 50%, л	900	900	900
Песок кварцевый, кг	580	560	505
Цемент марки М400, кг	280	335	390
Вода, л	215	216	220
Объемная масса керамзитобетона в сухом состоянии, кг/м ³	1370	1390	1410

представлены в таблице. Рабочие составы керамзитобетона можно корректировать при некоторых отклонениях прочности керамзита и активности цемента по универсальной номограмме, составленной с учетом всего диапазона применяемых материалов.

Преднапряженные сваи изготавливают в силовых групповых формах по агрегатно-поточной технологии. Бетонную смесь подают бетонораздатчиками, уплотняют глубинными вибраторами с последующим заглаживанием поверхностными вибраторами. Термообработка проводится по режиму 3+8+2+3 ч при температуре изотермического прогрева 85°С.

Ненапряженные сваи изготавливают по стендовой технологии в камерах ямного типа при том же режиме термообработки. Трапециевидное очертание поперечного сечения свай при сохранении

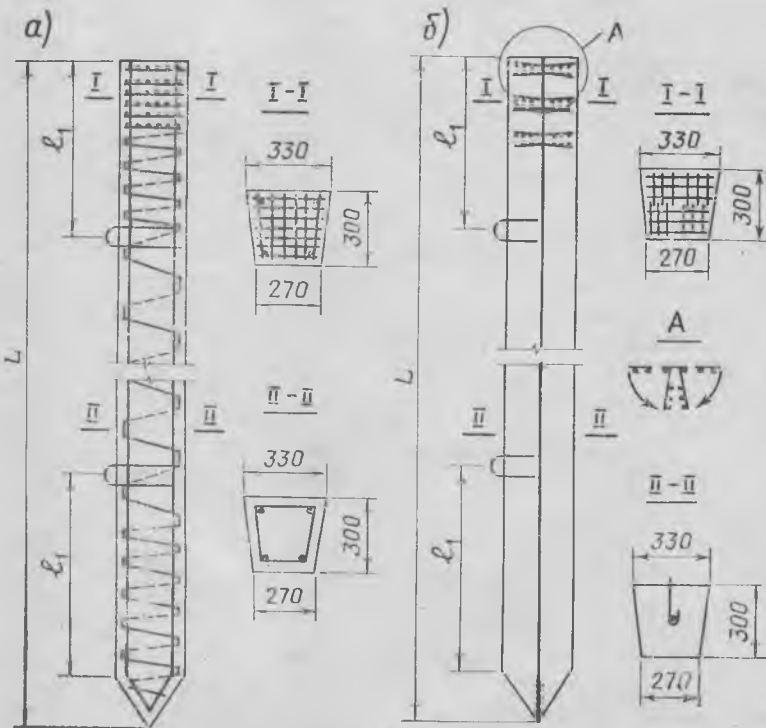


Рис. 1. Керамзитобетонные сваи

а — ненапряженные с поперечным армированием ствола; б — преднапряженные с центральным расположением продольной арматуры

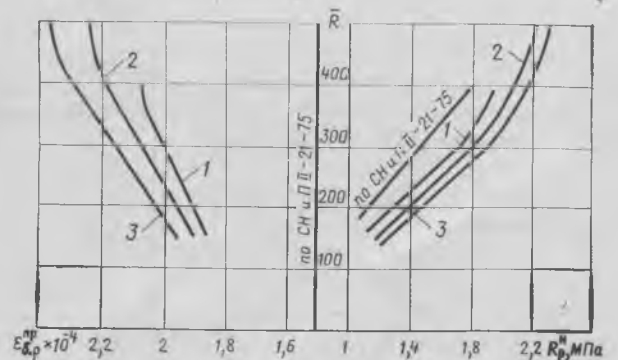


Рис. 2. Предельная растяжимость и прочность на растяжение керамзитобетона пониженной объемной массы в зависимости от прочности керамзита

1, 2, 3 — $R_{ц}^k$ равно соответственно 4, 6, 8 МПа

Связь статической прочности бетонов с их взрывостойкостью

В работе [1] обобщены данные о взрыво- и ударостойкости различных бетонов. Известно, что взрывостойкость возрастает с увеличением статической прочности. Однако высокопрочные бетоны этой закономерности не подчиняются.

Действительно, при действии взрыва на бетон в нем возникают волны напряжений, приводящие к появлению растягивающих усилий в бетоне и его разрушению из-за появления трещин отрыва [2]. Исходя из этого можно выделить основные характеристики бетона, определяющие интенсивность его разрушения (прочность бетона на растяжение, предельная скорость развития трещин, структурные особенности, способствующие развитию и самоторможению трещин, коэффициент затухания волн напряжений).

Комплексное рассмотрение зависимости количественных значений этих характеристик от прочности бетона позволило выявить связь взрывостойкости со статической прочностью.

С увеличением марки бетона $R_{сж}$ возрастает быстрее, чем R_p , поэтому отношение $R_{сж}/R_p$ зависит от марки бетона, изменяясь от 12 (для бетона марки М200) до 21 (для бетона марки М1000) [3]. Предельная скорость развития трещин прямо пропорциональна скорости звука, среднее значение которой значительно возрастает при повышении марки бетона [4].

Структурные особенности низко- и высокомарочных бетонов различны. В бетонах низких марок прочность цементного камня и силы его адгезии к частицам песка и гранулам заполнителя меньше прочности последних, поэтому разрушение носит интергранулярный характер, т. е. трещины огибают песчинки и гранулы, а разрушение происходит только по цементному камню. Это повышает суммарную длину и площадь трещин и соответственно энергоемкость разрушения. Кро-

ме того, многие развивающиеся трещины, подходя к песчинкам и гранулам, тормозятся, а в цементном камне зарождаются новые, что еще более увеличивает энергоемкость разрушения. В высокомарочных бетонах прочность цементного камня и силы его адгезии к песчинкам и гранулам заполнителя близки прочности последних, поэтому механизм разрушения носит трансгранулярный характер. Развивающиеся трещины пересекают песчинки и гранулы, что сокращает суммарную длину и площадь трещин, предотвращает их торможение, тем самым снижая энергоемкость процесса разрушения.

Коэффициент затухания волн напряжений в бетоне резко падает с повышением его прочности [4], что снижает распыление волн напряжения и уменьшает время ее действия.

Характеристики бетона, определяющие степень его разрушения взрывом, можно разделить на две группы. Первая с увеличением марки бетона способствует его разрушению, ускоряя и интенсифицируя рост трещин в бетоне и уменьшая поглощение им энергии волн напряжения, а вторая — затрудняет разрушение, способствуя росту прочности бетона на растяжение и сокращению времени действия волны напряжения. Суммарное действие каждой из этих групп характеристик показано на рис. 1. Учитывая нелинейность исходных характеристик, можно предположить, что кривая, характеризующая облегчение разрушения, выпукла к оси $R_{сж}$, а кривая, показывающая затруднение разрушения, вогнута. При наибольшем сближении или взаимопересечении кривых взрывостойкость бетона достигает максимума, падая как при уменьшении, так и при увеличении $R_{сж}$.

Этот вывод был подтвержден результатами проведенных опытов по стандартной методике [1]. Испытыва-

общей площади облегчает извлечение их из неразъемных форм. Для всех свай принят единый технологический уклон 1:10. По ГОСТ 19804—74 допускается технологический уклон двух противоположных сторон сечения не более 1:20 без изменения площади сечения в целях обеспечения проектного положения свай в кусте после забивки. Опыт применения керамзитобетонных свай показал, что это возможно и при технологическом уклоне 1:10.

При равных грунтовых условиях скорость погружения керамзитобетонных свай выше, чем свай из тяжелого бетона. Это позволяет забивать их меньшим числом равных по энергии ударов, что сокращает расход дизельного топлива и увеличивает к. п. д. сваебойного оборудования.

Головы керамзитобетонных свай не разрушаются даже при забивке их в тяжелых условиях с помощью копрового оборудования с массой ударной части до 2500 кг, что объясняется большой ударной вязкостью керамзитобетона.

На объектах Главульяновскстроя применено более 8 тыс. м³ керамзитобетонных свай. Целесообразность их использования подтверждается тем, что экономия с учетом снижения транспортных расходов, составляет в среднем 11 р/м³ свай. В сваях малой длины расход металла тот же, что и в сваях из тяжелого бетона, так как принят минимально возможный диаметр продольной рабочей арматуры. Однако, начиная с длины 5 м и более, наблюдается экономия металла. При этом во всех случаях обеспечивается удешевление за счет замены дорогостоящего привозного щебня керамзитом местного производства. Расход цемента на 1 м³ тяжелого и легкого бетона примерно одинаков, поэтому производство керамзитобетонных конструкций вместо конструкций из легкого бетона осуществляется в пределах лимитов цемента, отпускаемых предприятию-изготовителю.

Выводы

Опыт производства и применения преднапряженных и ненапряженных свай из керамзитобетона показал возможность их использования на объектах промышленного и гражданского строительства.

Применение в сваях керамзитобетона пониженной объемной массы обеспечивает экономический эффект в результате снижения себестоимости по сравнению со сваями из тяжелого бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ямлеев У. А., Черепанов Л. И., Кудряшова В. А. Опыт производства несущих керамзитобетонных конструкций на предприятиях Главульяновскстроя. Ярославль, 1977.
2. Деллос К. П. Керамзитобетон в мостостроении. М., Транспорт, 1970.

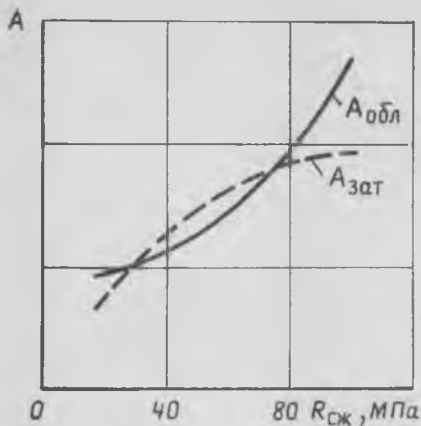


Рис. 1. Наиболее вероятные зависимости от прочности бетона суммарных величин двух групп факторов, облегчающих ($A_{обл}$) и затрудняющих ($A_{зат}$) его разрушение взрывом

ли образцы (по три для каждой марки бетона), изготовленные в стальных кольцевых обоймах диаметром 300 и высотой 50 мм из тяжелого бетона проектных марок М150, 200, 250, 350, 400, 500 и 600. Кроме того, в таких же обоймах изготовляли образцы из бетонополимера марки М1100 (тяжелый бетон марки М400, пропитка ММА, термическая полимеризация в

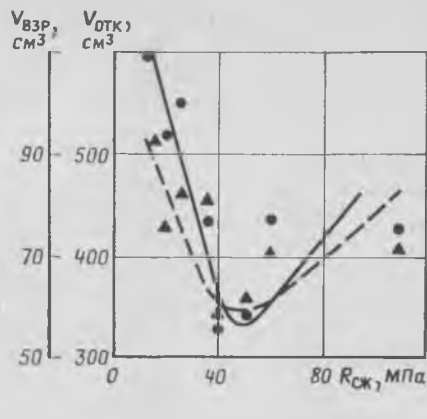


Рис. 2. Зависимость объемов взрывных $V_{взр}$ (●) и откольных $V_{отк}$ (▲) воронок от марки бетона

глицерине). Соответствие проектных марок бетона образцов фактическим контролировали по стандартной методике определения прочности. Образованные тротильными зарядами взрывные и откольные воронки не соединялись между собой и образцы не имели сквозного пробоа. Объемы воронок измеряли, поочередно заполняя их песком, и принимали за меру взрыво-

стойкости. Для всех образцов каждой марки бетона рассчитывали средние объемы взрывных и откольных воронок.

Из рис. 2 видно, что максимальная взрывостойкость наблюдается только для бетонов марок М400—500, уменьшаясь как при снижении, так и увеличении прочности бетона.

Выводы

С увеличением прочности бетона его взрывостойкость повышается лишь до определенного предела (от 40 до 50 МПа) и при дальнейшем повышении прочности падает.

Для повышения взрывостойкости высокопрочных ($R_{сж} > 50$ МПа) бетонов необходимо корректировать их рецептуры, добиваясь роста прочности на растяжение, снижения хрупкости и увеличения числа центров возможного торможения внутренних трещин.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. М., Стройиздат, 1970.
2. Покровский Г. И., Федоров И. С. Действие удара и взрыва в деформируемых средах. М., Госстройиздат, 1957.
3. Берг О. Я., Шербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетон. М., Стройиздат, 1971.
4. Зацук И. В. Электроника и акустические методы испытания строительных материалов. М., Высшая школа, 1968.

УДК 691.327:543.54

Г. И. ГОРЧАКОВ (МИСИ); И. И. ЛИФАНОВ, доктора техн. наук, профессора;
В. И. ИВАНОВ, канд. техн. наук; Э. Н. ЮРЧЕНКО, инж. (ВНИИФТРИ)

Оценка капиллярно-пористого строения бетона

В работе [1] была показана связь результатов калориметрического исследования водонасыщенного бетона с капиллярной пористостью, найденной расчетным способом, поэтому представляло интерес сопоставить данные количественного определения пористости бетона известным экспериментально-расчетным методом [2] и независимым способом по водопоглощению и льдистости.

Исследованию подвергли образцы-цилиндры диаметром и высотой 70 мм, изготовленные из бетона на портландцементе марки М500 с ха-

Таблица 1

№ состава	В/Ц	Состав бетона, кг/м³				Подвижность смеси
		Ц	П	Щ _м	В	
1		400	620	1230	160	30*
2	0,4	490	615	1100	195	3
3		550	560	1100	220	8
4		340	760	1130	170	30*
5	0,5	380	740	1100	190	2
6		440	650	1100	220	7
7		270	870	1100	160	30*
8	0,6	300	820	1100	180	2
9		370	710	1100	220	6

* Жесткость, с, в остальных случаях — О. К., см.

рактерными для практики значениями водоцементного отношения и вяжущего. В качестве заполнителей использовали кварцевый песок с $M_{кр} = 2,16$ и гранитный щебень фракции 3 — 10 мм (табл. 1).

Образцы насыщали методом погружения и под вакуумом с помощью специальной газовой схемы (рис. 1), которая позволяла переливать воду по гибкому шлангу в эксикатор с образцами до полного их погружения, не нарушая герметичности. Разрежение в эксикаторах составляло 66,7 Па.

Калориметрическая установка [3]

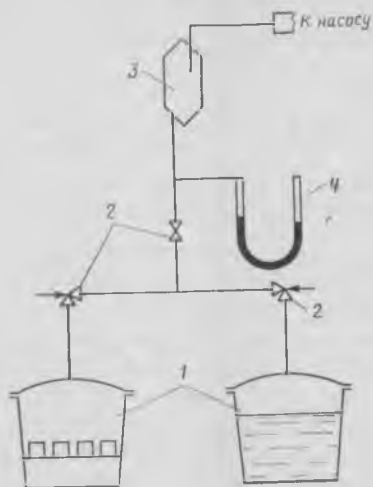


Рис. 1. Газовая схема
1 — эксикатор; 2 — двухходовой вакуумный кран; 3 — ловушка; 4 — ртутный манометр

позволяла измерять количество льда в образцах при температуре от 0 до -20°C . В зависимости от состава бетона оно колебалось от 15 до 25 г при погрешности ± 1 г. Содержание льда в порах бетона характеризовалось объемной льдистостью i_0 , которую определяли как отношение объема образовавшегося льда к объему образца, и льдистостью i , которая представляла собой отношение массы льда к массе поглощенной воды.

Характеристики пористости и степень гидратации цемента находили в соответствии с Инструкцией [4]. Результаты определения пористости, объемного водопоглощения и льдистости приведены в табл. 2.

На рис. 2 показана связь объемного водопоглощения в вакууме V_B и при погружении V_P с общей расчетной пористостью P_0 . На них влияет V/C и подвижность бетонной смеси. Так, составы № 1 и 2 ($V/C=0,4$), 4 и 5 ($V/C=0,5$) имели V_B , близкую к P_0 . Увеличение подвижности бетонных смесей до 7—8 см при сохранении V/C привело к отставанию роста V_B от роста P_0 в среднем на 12%. При

$V/C=0,6$ оно достигло 15%, причем влияние подвижности бетонных смесей с этим V/C на водопоглощение в вакууме проявлялось, но не столь резко.

Уменьшение водопоглощения при насыщении погружением по мере возрастания V/C и подвижности бетонных смесей выражалось в меньшей степени.

Таким образом, увеличение водоцементного отношения и подвижности смеси уменьшало V_B , т. е. снижало фактическую общую пористость бетона по сравнению с расчетной P_0 [5].

Подвижность смеси определяет характер пористости бетона (см. табл. 2). Среди бетонов с одинаковым V/C наименьшими значениями льдистости обладали составы № 2, 5 и 8, приготовленные из смесей с $O. K.=2...3$ см. Это, по всей вероятности, явилось следствием того, что бетоны этих составов имели большую резервную пористость P_R (см. табл. 2), которая представляла разность объемного водопоглощения в вакууме и при погружении. По-видимому, в процессе твердения бетонных смесей такой подвижности появлялись условия, способствовавшие образованию в раствор-

ной составляющей бетона тупиков и условно замкнутых пор, не заполняющихся водой капиллярным всасыванием при водонасыщении образцов методом погружения.

Из табл. 2 видно, что объем образовавшегося льда i_0 занимает лишь 63—68% объема расчетной капиллярной пористости P_K , а для составов № 1, 2, 4 и 5, у которых отмечено удовлетворительное совпадение V_B и P_0 , характерно соотношение

$$P_K \approx i_0 + P_R \quad (1)$$

Следовательно, объем резервных пор, т. е. пор, которые не заполняются водой при насыщении методом погружения, является частью объема капиллярных пор.

Поры геля P_R и контракционные $P_{кон}$ мельче капиллярных [2]; они заполняются водой вследствие адсорбции и капиллярной конденсации. Это подтверждается экспериментальными данными, приведенными в табл. 2, из которых следует, что количество незамерзающей воды примерно соответствует сумме объемов гелевых и контракционных пор:

$$V_P = 0,92 i_0 \approx P_R + P_{кон} \quad (2)$$

Выводы

Предложен экспериментальный метод анализа капиллярно-пористой структуры бетона по водопоглощению и льдистости, позволяющий количественно определять общую, капиллярную и резервную пористость бетона, а также объем пор, в которых вода не замерзает при стандартном испытании бетона на морозостойкость.

Сопоставлены результаты определения пористости бетона, полученные по предложенному и экспериментально-расчетному методам, и показано, что расхождение не превышает 15%.

Часть объема капиллярных пор, не заполняющихся водой при насыщении погружением, выполняет роль резерва.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Льдообразование в порах бетона и его связь с морозостойкостью/Г. И. Горчаков, В. И. Иванов, И. И. Лифанов, Э. Н. Юрченко. — Бетон и железобетон, 1977, № 2.
2. Горчаков Г. И., Калкин М. М., Скрамтаев Б. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1965.
3. Горчаков Г. И., Иванов В. И., Лифанов И. И. Прибор для комплексного исследования структуры бетона. — В сб. материалов координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 73. Л. Энергия, 1972.
4. Методика определения характеристик структуры и пределов прочности бетона на основе измерения контракционного объема. МИ 84—76. М., Стандарты, 1977.
5. Бутт Ю. М., Колбасов В. М., Берлин Л. Е. Влияние V/C на структуру, прочность и морозостойкость цементного камня. — Бетон и железобетон, 1974, № 11.

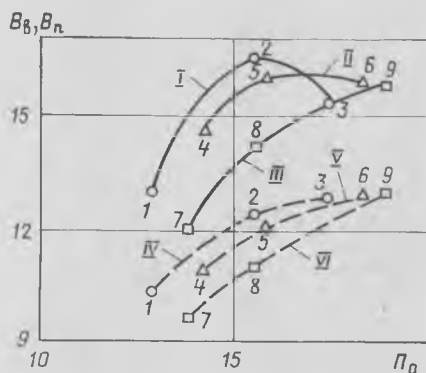


Рис. 2. Связь водопоглощения с общей расчетной пористостью
— V_B ; — — — V_P ; I, IV — $V/C=0,4$; II, V — $V/C=0,5$; III, VI — $V/C=0,6$; 1—9 — номера составов бетона (см. табл. 1)

Таблица 2

№ состава	Расчетная пористость, %				Общее водопоглощение, %		P_R , %	Льдистость при -10°C , %	
	P_K	$P_{кон}$	P_G	P_0	V_P	V_B		i	i_0
1	8,3	1,4	3,1	12,8	10,3	13	2,7	53	5,8
2	10,1	1,7	3,8	15,5	12,4	16,5	4,1	50	6,7
3	11,4	2	4,4	17,4	12,8	15,3	2,5	52	7,2
4	10,1	1,2	2,7	14,2	10,9	14,6	3,7	57	6,3
5	11,3	1,4	3	15,8	12,1	16	3,9	51	6,5
6	13,1	1,6	3,5	18,3	13	15,9	3	58	8,2
7	10,6	1	2,1	13,8	9,6	12	2,4	64	7,2
8	12	1,1	2,4	15,5	11	14,2	3,2	62	7,5
9	11,5	1,9	3	18,9	13	15,8	2,8	71	9,8

Сварка арматуры из горячекатаной и термически упрочненной стали

Механические характеристики свариваемых сталей улучшаются при повышении расчетных характеристик массовой стали арматуры класса А-III, марки 35ГС, что позволило аттестовать ее на государственный Знак качества. Кроме того, разработана технология термомеханического упрочнения стали классов А-II, марка Ст5, и А-III, марка 25Г2С, повышающая предел прочности и текучести стали названных марок до уровня соответственно классов Ат-IIIС и Ат-IVС, а также разработаны новые марки свариваемой горячекатаной стали классов А-V и А-VI.

Высокое качество сварных соединений арматуры обеспечивается применением современной технологии и оборудования в соответствии с требованиями Инструкции по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций СН 393-78. Инструкция регламентирует выбор конструктивных элементов сварных соединений в зависимости от классов и марок стали, диаметров стержней, климатических условий и нагружения железобетонных конструкций. Используя эти положения, можно создать проектные решения, обеспечивающие эксплуатационную надежность сварных соединений арматуры, соответствующую ГОСТ 5781—75 и ГОСТ 10922—75.

Общей тенденцией обеспечения высокого качества соединений в производственных условиях является повышение жесткости режимов сварки (увеличение величины тока с одновременным уменьшением времени его протекания через свариваемые элементы). Это относится в основном к контактным способам сварки — наиболее массовым при заводском изготовлении сеток и каркасов. В монтажных условиях такие задачи решаются применением сварочных материалов, прочность наплавленного металла которых близка прочности арматуры, полуавтоматического оборудования, позволяющего регулировать процесс сварки, а также специальных конструкторско-технологических приемов соединения стержней из трудносвариваемой стали.

Инструкция СН 393-78 позволяет выбрать режим контактной точечной сварки для любых сочетаний диаметров стержней и классов арматуры. Для арматуры класса А-III эти режимы сварки рассчитаны в основном на

сталь со средним углеродным эквивалентом [1]. Повышение механических свойств горячекатаной стали в пределах арматуры одного класса происходит обычно за счет увеличения содержания в ней углерода и легирующих элементов, т. е. углеродного эквивалента. Последнее приводит к снижению показателей свариваемости [2] и должно сопровождаться повышением требований к технологии сварки.

Приведенные в Инструкции параметры режимов сварки стали А-III с повышенным углеродным эквивалентом могут не обеспечить нормируемой прочности соединений. В таких случаях Инструкция рекомендует, сохраняя неизменными значения заданных осадок пересекающихся стержней, увеличить величину сварочного тока и одновременно уменьшить время его протекания через арматуру, т. е. увеличивать жесткость параметров сварки. Рекомендуемая методика позволяет осуществить условия, при которых протяженность области высокой прочности и стабильности сварных соединений может возрасти в несколько раз при достаточно неблагоприятном значении химического состава стали.

Сказанное выше в полной мере относится к сварке термомеханически упрочненной арматуры класса Ат-III. Показательно, например, что оптимальные значения величин сварочных токов совпадают для горячекатаной арматуры класса А-III с неблагоприятным значением углеродного эквивалента ($C_e = 0,595—0,606$ при содержании углерода $C \geq 0,39$) и класса Ат-III с содержанием углерода $C = 0,28—0,34$. Термомеханически упрочненная сталь марки 25Г2С класса Ат-IVС (индекс С — свариваемая) удовлетворительно сваривается в широком диапазоне режимов контактной сварки, которые практически не отличаются от таковых для арматуры класса Ат-III.

При контактной точечной сварке арматура нагревается лишь в местах контактов пересекающихся стержней и в местах контактов с электродами машин, а при контактной стыковой нагрев происходит по всему сечению соединяемых стержней. При значительном нагреве и протяженности зоны сварки термически упрочненные стали разупрочняются. Если процесс сварки осуществляется при жестких

режимах и протяженность зоны термического влияния невелика, наличие локального разупрочнения сварного соединения в стыке и на прилегающих участках может не вызвать снижения прочности. Здесь сказывается влияние так называемой «мягкой прослойки» [3].

Установлено, что оптимальным процессом является сварка непрерывным оплавлением без предварительного подогрева, что особенно важно для арматуры классов Ат-III, Ат-IV, Ат-IVС, А-V и А-VI. Процесс непрерывного оплавления должен протекать интенсивно и автоматически. Исследования показали, что для качественной сварки термически упрочненных и высокопрочных сталей особое значение имеет продолжительность протекания тока в период осадки стержней, т. е. время от момента прекращения процесса непрерывного оплавления до выключения тока. Этот параметр сварки ранее не регламентировался и не учитывался. Между тем в короткий промежуток времени, измеряемый 0,2—1 с, сварочный ток протекает через зону стыка, дополнительно нагревая ее в режиме сопротивления на участке, равном $2 l_{уст}$, до температуры, близкой к температуре плавления металла. Механические свойства таких соединений резко снижаются. В настоящее время автоматика позволяет регулировать и этот параметр режима контактной стыковой сварки.

Дуговая сварка арматуры класса А-III протяженными швами не вызывает затруднений. Увеличение углеродного эквивалента может привести к низкой технологической прочности, т. е. снижению стойкости металла и образованию кристаллизационных трещин. Инструкция СН 393-78 четко регламентирует выбор типов электродов при сварке различных соединений. Высокие эксплуатационные характеристики стыковых соединений, выполняемых ванной полуавтоматической сваркой под флюсом, обеспечиваются при выборе сварочных проволок, механические свойства которых близки свойствам стали марки 35ГС, в том числе прокатанной в арматуру, которой присвоен государственный Знак качества.

Арматура класса Ат-III диаметром до 18 мм может свариваться дуговой сваркой односторонними швами с помощью накладок длиной $8 d_n$ по специальной технологии. То же относится

ся к арматуре Ат-IVC и А-V. Для арматуры Ат-IVC диаметром 20 мм и более разработана технология сварки на монтаже с применением удлиненных скоб-накладок (длина скобы от $4 d_n$ до $5 d_n$). Традиционные ваннные процессы сварки, в том числе полуавтоматическая под флюсом, для термомеханически упрочненной класса Ат-IVC и высокопрочной горячекатаной арматуры классов А-IV и А-V не допускаются

из-за разупрочнения стали на 30—40%. При внедрении в практику строительства экономичных горячекатаных и термомеханически упрочненных арматурных сталей повышенной прочности необходимо строго регламентировать конструктивные элементы соединений и технологические условия сварки на стадии проектирования и производства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лившиц Л. С. Металловедение для сварщиков (сварка сталей). — М., Машиностроение, 1979.
2. Бродский А. Я. Методика определения свариваемости арматурной стали для железобетонных конструкций. Вторая конференция по сварке в строительстве. Материалы секции II. Сварка арматуры железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1966.
3. Бакши О. Я., Шоон Р. З. Прочность при статическом растяжении сварных соединений с мягкой прослойкой. — Сварочное производство, 1962, № 5.

УДК 691.87:693.554

В. П. АРТЕМЬЕВ, канд. техн. наук; М. М. АРСЛАНБЕКОВ, инж. (МИСИ)

Выбор классов арматуры при смешанном армировании

При проектировании железобетонных элементов со смешанным армированием (совокупность напрягаемых и ненапрягаемых стержней) возникает необходимость обоснованного выбора класса ненапрягаемой арматуры в зависимости от класса напрягаемой арматуры и степени ее преднапряжения. В работах [1, 2] не учитывалось наличие «зуба» на диаграмме $\sigma_{ан} - \epsilon_{ан}$ для напрягаемой арматуры (рис. 1, 2), обусловленного потерями от релаксации напряжений

σ_1 и не рассматривалась возможность использования в расчетах коэффициента m_{a4} для напрягаемой арматуры.

Авторами выведены зависимости для определения рационального соотношения между классами ненапрягаемой и напрягаемой арматуры и степени преднапряжения с учетом отмеченных факторов.

Задача решается применительно к растянутой арматуре преднапряженных элементов с натяжением напрягаемой арматуры на упоры при усло-

вии, что $\xi \leq \xi_n$ и σ_0 не превышает предела упругости напрягаемой арматуры. Ненапрягаемая арматура может быть из стали с физическим или условным пределом текучести. Для упрощения не учитываются потери σ_1 и эффект последующего упрочнения напрягаемой арматуры, связанный с проявлением потерь σ_1 [3].

В расчете приняты следующие предпосылки: в стадии разрушения напряжения в напрягаемой арматуре должны достигнуть уровня $m_{a4}R_{ан}$ ($R_{ан}$ — расчетное сопротивление этой

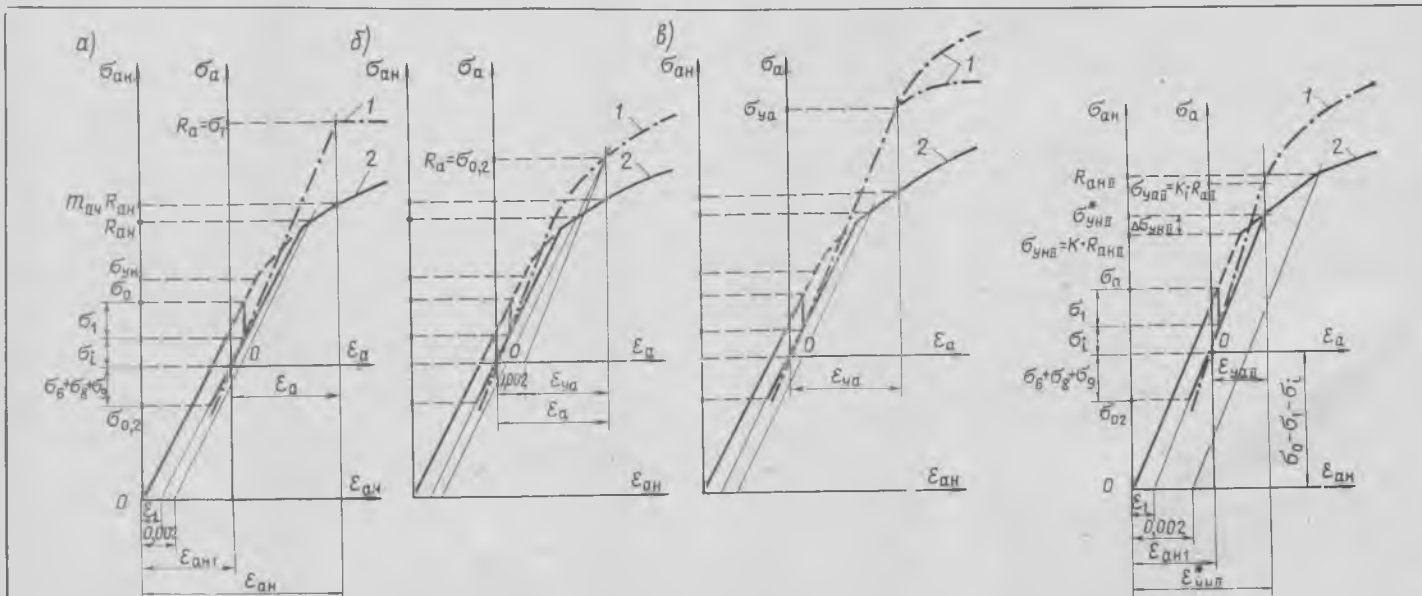


Рис. 1. Совмещенные диаграммы деформаций стержней смешанного армирования, соответствующие граничным значениям принятых расчетных предпосылок для стадии разрушения
 а — в стадии разрушения элемента $\sigma_{ан} = m_{a4}R_{ан}$ и $\sigma_a = R_a$, ненапрягаемая арматура имеет физический предел текучести; б — в стадии разрушения элемента $\sigma_{ан} = m_{a4}R_{ан}$ и $\sigma_a = R_a$, ненапрягаемая арматура имеет условный предел текучести; в — в стадии разрушения элемента $\sigma_{ан} = m_{a4}R_{ан}$ и $\sigma_a = \sigma_{ya}$, ненапрягаемая арматура любого вида; 1 — ненапрягаемая арматура; 2 — напрягаемая арматура

Рис. 2. Совмещенная диаграмма деформаций стержней смешанного армирования, соответствующая граничному значению принятой расчетной предпосылки для стадии эксплуатации элемента
 1, 2 — см. по рис. 1

арматуры), а в ненапрягаемой — уровня не менее ее расчетного сопротивления R_a ; в стадии эксплуатации должны отсутствовать неупругие деформации во всей арматуре.

Рассмотрим состояние смешанной арматуры в стадии разрушения элемента для некоторого гипотетического случая, когда напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре одновременно достигают значений, соответственно равных $m_{a4} R_{ан}$ и R_a . Тогда, как следует из совмещенных диаграмм деформаций арматуры (см. рис. 1):

$$\epsilon_a = \epsilon_{ан} - \frac{\sigma_0 - \sigma_i}{E_{ан}}, \quad (1)$$

где σ_i — сумма потерь преднапряжения напрягаемой арматуры от температурного перепада, деформации анкеров и стальных форм: $\sigma_i = \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5$.

Относительная деформация ненапрягаемой арматуры ϵ_a , соответствующая ее расчетному сопротивлению, равна (диаграмму деформации арматуры с физическим пределом текучести заменяем диаграммой Прандтля):

$$\left. \begin{aligned} \text{для арматуры с } R_a = \sigma_T \\ \epsilon_a \approx \frac{R_a}{E_a}; \\ \text{для арматуры с } R_a = \sigma_{0,2} \\ \epsilon_a = \frac{R_a}{E_a} + 0,002. \end{aligned} \right\} (2)$$

Относительная деформация напрягаемой арматуры $\epsilon_{ан}$, соответствующая напряжению $m_{a4} R_{ан}$ [3]:

$$\epsilon_{ан} = \frac{m_{a4} R_{ан}}{E_{ан}} + m (m_{a4} - k)^3, \quad (3)$$

где $m = 0,002/(1 - k)^3$, причем $k = \sigma_{уII}/R_{ан}$ [3, 4]; $\sigma_{уII}$ — предел упругости напрягаемой арматуры.

Все обозначения в тексте и на рисунках с индексом «н» относятся к напрягаемой арматуре, остальные приняты в соответствии с работой [4].

Подставляя (2) в (1) и переходя от равенства к неравенству, получим зависимости для выбора класса ненапрягаемой арматуры при смешанном армировании:

$$\left. \begin{aligned} \text{для ненапрягаемой арматуры с } R_a = \sigma_T \text{ (см. рис. 1, а)} \\ R_a \leq R_{ан} (m_{a4} - c k_{ан}) \frac{E_a}{E_{ан}} + \\ + m_1 \sigma_i \frac{E_a}{E_{ан}} + E_a m (m_{a4} - k)^3; \\ \text{для ненапрягаемой арматуры с } R_a = \sigma_{0,2} \text{ (см. рис. 1, б)} \\ R_a \leq R_{ан} (m_{a4} - c k_{ан}) \frac{E_a}{E_{ан}} + \\ + m_1 \sigma_i \frac{E_a}{E_{ан}} + E_a m (m_{a4} - k)^3 - \\ - 0,002 E_a, \end{aligned} \right\} (4)$$

где $c = \frac{\sigma_0}{k_{ан} R_{ан}}$ — параметр, характеризующий степень преднапряжения напрягаемой арматуры [4]; m_1 — коэффициент, учитывающий, что в действующих нормах значения потерь преднапряжения σ_2 , σ_3 и σ_5 определяются независимо от $\sigma_0/m_1 = 1$ при $c \neq 0$, $m_1 = 0$ при $c = 0$; $k_{ан}$ — коэффициент безопасности по напрягаемой арматуре.

Если учесть, что значения модулей упругости стержневой арматуры различных классов отличаются между собой не более чем на 6% и принять $E_{ан} \approx E_a$, то формулы можно записать в упрощенном виде:

$$\left. \begin{aligned} R_a \leq R_{ан} (m_{a4} - c k_{ан}) + \\ + m_1 \sigma_i + E_a m (m_{a4} - k)^3; \\ R_a \leq R_{ан} (m_{a4} - c k_{ан}) + m_1 \sigma_i + \\ + E_a m (m_{a4} - k)^3 - 0,002 E_a. \end{aligned} \right\} (5)$$

Зависимость для выбора соотношений между классами напрягаемых и ненапрягаемых стержней смешанного армирования можно получить на основании предпосылок, отличных от используемой при выводе формул (4), (5). Например, из условия, что в стадии разрушения элемента напряжения в ненапрягаемой арматуре должны быть не менее $\sigma_{ya} = k_1 R_a$ (σ_{ya} — предел упругости ненапрягаемой арматуры $k_1 \approx 0,95$ для арматуры с $R_a = \sigma_T$ и $m_1 \approx 0,8$ для стержневой арматуры с $R_a = \sigma_{0,2}$). В данном случае для ненапрягаемой арматуры любого класса в формулу (1) вместо (2) необходимо подставить выражение $\epsilon_a = \frac{k_1 R_a}{E_a}$, в результате чего после соответствующих преобразований, аналогичных выполненным при выводе зависимостей (4), (5) (см. рис. 1, в), требуемое условие приобретет вид:

$$\left. \begin{aligned} R_a \leq \frac{1}{k_1} \left[R_{ан} (m_{a4} - c k_{ан}) \frac{E_a}{E_{ан}} + \right. \\ \left. + m_1 \sigma_i \frac{E_a}{E_{ан}} + E_a m (m_{a4} - k)^3 \right]. \end{aligned} \right\} (6)$$

Условия (4)–(6) являются ограничениями только при расчете на прочность. Для полного решения задачи следует также учесть требования к смешанной арматуре со стороны предельных состояний второй группы (вторая расчетная предпосылка).

Рассмотрим состояние смешанной арматуры в стадии эксплуатации элемента для случая, когда пределы упругости напрягаемых и ненапрягаемых стержней достигаются одновременно. При этом учтем, что фактический предел упругости напрягаемой арматуры повышается на некоторую величину $\Delta \sigma_{уII}$ по сравнению с нормированным $\sigma_{уII} = k R_{ан,II}$ вследствие проявления потерь σ_i (см. рис. 2). Кроме того, для упрощения расчетную диаграмму $\sigma_{ан} - \epsilon_{ан}$ принимаем в виде ломаной

линии. С учетом последнего получим следующее выражение для определения $\Delta \sigma_{уII}$:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{уII} &= (R_{анII} - \sigma_{уII}) \frac{\epsilon_1}{0,002} = \\ &= R_{анII} (1 - k) \frac{\sigma_1}{0,002 E_{ан}}. \end{aligned} \quad (7)$$

Из рассмотрения совмещенных диаграмм деформаций арматуры, приведенных на рис. 2, следует, что

$$\sigma_{yaII} = k_1 R_{анII} = \sigma_{уII} + \Delta \sigma_{уII} = (\sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_i). \quad (8)$$

Подставляя (7) в (8) и переходя от равенства к неравенству, получим искомое условие рационального использования смешанного армирования в соответствии со второй расчетной предпосылкой:

$$\left. \begin{aligned} k_1 R_{анII} \geq R_{анII} \left[\frac{\sigma_1}{0,002 E_a} + \right. \\ \left. + k \left(1 - \frac{\sigma_1}{0,002 E_a} \right) - c \right] + \sigma_1 + \sigma_i. \end{aligned} \right\} (9)$$

Соблюдение условия (9) гарантирует отсутствие неупругих деформаций во всей смешанной арматуре в стадии эксплуатации элемента.

Выводы

Совокупность условий (4) или (5) и (9) [или (6) и (9)] совместно с граничными значениями коэффициента c определяют область рациональных соотношений между классами ненапрягаемых и напрягаемых стержней. Диапазон этих соотношений при фиксированном значении параметра c зависит от ξ — с уменьшением ξ он увеличивается, и наоборот.

При нарушении условий (4), (5) или (6) прочностные характеристики ненапрягаемых стержней смешанного армирования не будут использованы в стадии разрушения в той мере, в которой этого требуют расчетные предпосылки.

При нарушении условия (9) в ненапрягаемых стержнях смешанного армирования в стадии эксплуатации проявятся неупругие деформации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Филимонов Н. Н., Трифонов И. А. Работа смешанной арматуры изгибаемого элемента в стадии разрушения. — Известия вузов. Строительство и архитектура. Новосибирск, 1979, № 7.
2. Головин Н. Г. Совместная работа преднапряженной и ненапрягаемой арматуры при смешанном армировании. М., ЦИНИС, 1977, № 679.
3. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1980.
4. Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1977.

УДК 693.542.52

А. А. СОЛОВЬЕВ, д-р техн. наук, проф.; Н. А. САПЕЛИН, инж. (ХИСИ);
Д. Г. БЕРЕНГОЛЬДЦ, инж. (завод ЖБИ № 3 Белгородского ДСК)

Роторный бетоносмеситель с повышенной скоростью перемешивания

Исследованиями ХИСИ установлено, что для получения бетона более высокого качества необходимо увеличить скорость смешивающих механизмов роторных бетоносмесителей отечественного парка машин. Экспериментальные исследования, проведенные на лабораторном стенде завода ЖБИ № 3 Белгородского ДСК, подтвердили целесообразность повышения скорости ротора. Для повышения качества бетонной смеси и производительности бетоносмесителя было предложено увеличить число оборотов роторного бетоносмесителя СБ-93 в 2 раза. С этой целью в приводе бетоносмесителя вместо электродвигателя АО2-81-4 ($N=40$ кВт, $n=1460$ об/мин) был установлен электродвигатель А2-82-2 ($N=75$ кВт, $n=2920$ об/мин).

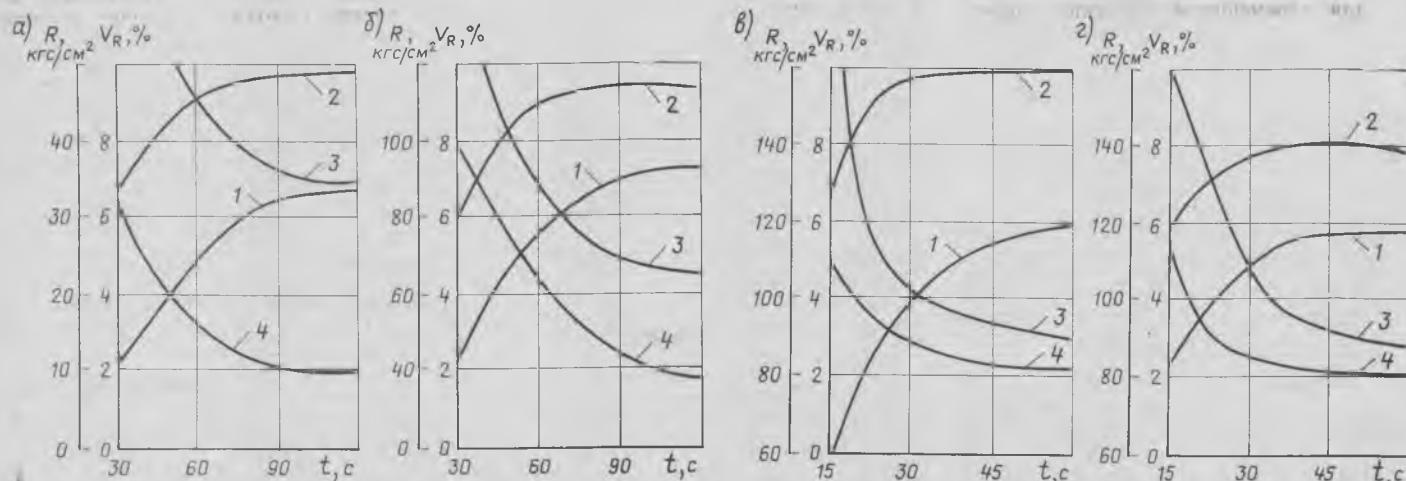
Компоненты	Бетон на армянском туфе М50, Ж=7—12 с	Керамзитобетон М150, О.К.=10—12 см	Тяжелый бетон М200, О.К.=6—8 см	Тяжелый бетон М200, О.К.=10—12 см
Вода, л	135	210	170	200
Кварцевый песок, кг	200	480	680	510
Шлакопортландцемент, кг	230	480	310	495
Щебень, кг	—	—	1200	1150
Туф, м ³	1,3	—	—	—
Керамзитовый гравий, м ³	—	1,15	—	—
Добавка АСП, л	2,7	—	—	—

ротов ротора компоненты распределяются по объему замеса более равномерно, так как происходит значительная активизация вяжущего и заполнителей. Это повышает качество смеси, а следовательно, и прочность бетона.

С увеличением продолжительности перемешивания при большем числе оборотов ($n=40$ об/мин) прочность бетона повышается. Это позволяет сократить время перемешивания легких бетонов со 120 до 80—90 с и тяжелых с 60 до 35—40 с. Мощность, потребляемая электродвигателем, для получения бетона на армянском туфе, в бетоносмесителях с $n=20$ и $n=40$ об/мин составила соответственно 19,2 и 81,1 кВт; для керамзитобетона — 7,3 и 29,7 кВт; для тяжелого бетона с О.К.=6—8 см — 20,5 и 70,4 кВт, с О.К.=10—12 см — 13,11 и 54,3 кВт.

При увеличении числа оборотов ротора потребляемая мощность возрастает примерно в 4 раза. Время разгрузки бетонной смеси при этом сокращается вдвое, а следовательно, повышается производительность бетоносмесителя.

Таким образом, увеличение числа оборотов смешивающего механизма роторного бетоносмесителя СБ-93 с 20 до 40 об/мин позволило повысить прочность бетона на 18—37% и увеличить производительность бетоносмесителя в 1,5 раза. Однако затраты энергии в связи с этим возросли только в 2,6 раза. Переход на повышенные скорости



Зависимость прочности (1 и 2) и коэффициентов вариации прочности (3 и 4) от продолжительности перемешивания и числа оборотов смешивающего механизма для различных составов бетонов

а — бетон на армянском туфе М50, Ж=7—12 с; б — керамзитобетон М150, О.К.=10—12 см; в — тяжелый бетон М200, О.К.=6—8 см; г — то же, О.К.=10—12 см; 1, 3 — при $n=20$ об/мин; 2, 4 — при $n=40$ об/мин

На заводе ЖБИ № 3 Белгородского ДСК испытывали бетоносмеситель СБ-93 с увеличенной в 2 раза скоростью смешивающего механизма ($n=40$ об/мин) и сравнивали его с бетоносмесителем того же типа СБ-93 ($n=20$ об/мин). В процессе испытаний определяли качество перемешивания смесей по прочности и коэффициенту вариации прочности образцов-кубов на сжатие в возрасте 7 сут по методике ГОСТ 16349—70, 10180—74, 11050—64 и по мощности, потребляемой двигателем.

Для приготовления бетонных смесей использовали белгородский кварцевый песок с $M_{кр}=1,5$; белгородский шлакопортландцемент марки М400, щебень

Мокрянского карьера, армянский туф, керамзитовый гравий и добавку АСП. Дозировка компонентов представлена в таблице.

По результатам испытаний были построены графические зависимости прочности и коэффициента вариации прочности от продолжительности перемешивания различных смесей (см. рисунок). С увеличением числа оборотов лопастного механизма до 40 об/мин значительно возрастает прочность бетонов: на армянском туфе — на 37%; керамзитобетона — на 22%; тяжелого бетона с О.К.=6—8 см — на 30%, с О.К.=10—12 см — на 18%. Это объясняется тем, что с увеличением числа обо-

смешивания приведет к более раннему износу рабочих органов смесителя, но при меньшем сроке амортизации количество переработанного бетона не уменьшится. Это следует учитывать при создании смесителей с повышенными скоростями ротора. За период испытаний бетоносмесителем с частотой вращения ротора 40 об/мин было приготовлено 2,5 тыс. м³ бетона. Поломок и аварий не наблюдалось.

Экономический эффект от внедрения бетоносмесителя СБ-93 с увеличенной в 2 раза скоростью смешивающего механизма составит 11 353 р. в год при годовом производстве одним бетоносмесителем 60 тыс. м³ бетона.

Б. В. СОЛОВЬЕВ, В. И. КУДРЯВЦЕВ, Б. М. ЗМЕЕВ, инженеры
(КБ по железобетону),
Г. О. ГВАСАЛИЯ, инж. (Бзыбский экспериментальный з-д ЖБК)

Формовочная машина для изготовления многопустотных панелей перекрытий

Машина предназначена для образования пустот при формировании панелей перекрытий и входит в комплект оборудования технологической конвейерной линии для изготовления как многопустотных панелей, так и плоских сплошных изделий.

Формовочная машина (см. рисунок) состоит из каретки с пассивными пусто-тообразователями, привода перемещения каретки, рамы, направляющих рельсов и поддерживающего ролика для подъема и направления пусто-тообразователей. Привод перемещения каретки выполнен на раме порталного типа. Каретка снабжена двумя колесными парами, причем передняя имеет более узкую колею, чем задняя. Рельсы для перемещения каретки имеют спаренную колею и выполнены с гори-

зонтальным нижним, наклонным и горизонтальным верхним участками. Рельсы наклонного участка со смещением, равным базе катков каретки, обеспечивают одновременный подъем (спуск) передних и задних катков для осуществления плоскопараллельного движения.

Рельсы верхнего горизонтального участка расположены на уровне, позволяющем свободный проход форм-вагонеток под формовочной машиной. Пусто-тообразователи соединены с кареткой шарнирно, что позволяет поднимать их концы с помощью подъемного механизма. Последний включает тяги с упорами, взаимодействующие с вилочными захватами каретки, и гибкие связи, приводящие в движение направляющий ролик.

Установка работает следующим образом. Каретка находится в исходном положении на верхнем горизонтальном участке, а пусто-тообразователи — в поднятом положении. Подготовленная форма-вагонетка проходит на формовочный пост, после чего включают привод перемещения каретки и она спускается с верхнего горизонтального участка по наклонным рельсам. Пусто-тообразователи, поворачиваясь на шарнирах, опускаются относительно каретки. К моменту спуска каретки с наклонного участка пусто-тообразователи принимают рабочее положение вследствие того, что рычаги направляющего ролика повернулись до упоров стоек, на которых они закреплены. Дальнейшее перемещение каретки происходит на нижнем горизонтальном участке рельсов, в конце которого пусто-тообразователи полностью заходят в форму. Далее бетонную смесь уплотняют на виброплощадке СМЖ-200Б и после формирования изделия пусто-тообразователи извлекают. Каретка перемещается в обратном порядке.

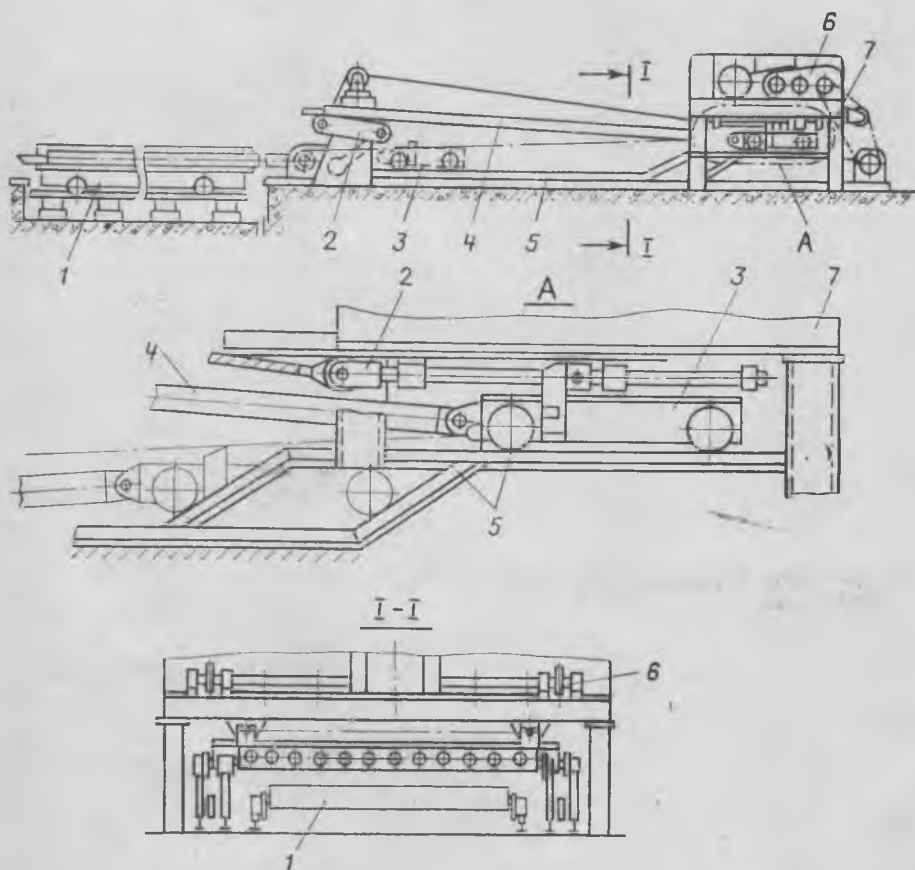
Техническая характеристика

Габаритные размеры изделий, мм:	
длина (наибольшая)	7200
ширина	1190, 1490, 2990
высота	220
Диаметр круглых пустот, мм	159 или 127
Число пусто-тообразователей	16
Скорость извлечения пусто-тообразователей, м/с	0,12
Максимальное усилие извлечения, кгс	25 700
Ход каретки, мм	7700
Электродвигатель	АОП2-72-4
Мощность, кВт	30
Габаритные размеры машины в исходном положении, мм:	
длина	11 860
ширина	5 140
высота	2 620
Масса, кг	17 460

Особенность данной формовочной машины в том, что ее можно устанавливать в средней части конвейерной линии, при этом под машиной по конвейеру может передвигаться форма-вагонетка. Наличие в конвейерной линии виброплощадки позволяет формировать на ней как пустотные, так и сплошные плоские панели, что особенно выгодно для заводов небольшой мощности.

Производственную проверку головного образца формовочной машины производили на Бзыбском экспериментальном заводе ЖБК (г. Гагра).

Справки можно получить по адресу: 109088, Москва, 1-я ул. Машиностроения, 5. КБ по железобетону Госстроя РСФСР.



Формовочная машина

1 — форма-вагонетка; 2 — подъемный механизм с направляющим роликом; 3 — каретка; 4 — пусто-тообразователь; 5 — рельсы; 6 — привод перемещения каретки; 7 — рама

Расчет закладных деталей на действие крутящего момента

В СНиП II-21-75 и Руководстве [1] изложена методика проектирования закладных деталей в случае, когда сдвигающая сила Q , действующая на пластину закладной детали (рис. 1), приложена с эксцентриситетом $e_1 > 0$ относительно наружной грани пластины и располагается в плоскости, проходящей через общий центр тяжести анкеров, приваренных втавр ($e_2 = 0$). Эти сила создает изгибающий момент $M = Qe_1$ и поперечную силу Q , передающиеся на анкера.

Однако в практике проектирования и строительства встречаются случаи, когда $e_1 > 0$, $e_2 > 0$, т. е. сила приложена в плоскости, параллельной наружной грани пластины, и смещена относительно общего центра тяжести анкеров, а также $e_1 = 0$, $e_2 > 0$, т. е. сила действует в плоскости, совпадающей с наружной гранью пластины, и смещена относительно общего центра тяжести анкеров. При этом наряду с действием M и Q необходимо учитывать влияние крутящего момента $M_k = Qe_2$. Под действием крутящего момента M_k закладная деталь стремится повернуться вокруг общего центра тяжести анкеров (точка O на рис. 1).

При рассмотрении состояния статического равновесия внешних и внутрен-

них усилий, действующих на закладную деталь, не учитывается сила трения на стыке пластины с бетоном, которая может появиться при окружных микроперемещениях пластины в условиях плотного контакта поверхностей металла и бетона или может вообще отсутствовать в случае плохого контакта при расположении пластины на верхней (при бетонировании) грани изделия. Не учитывается также возможное сопротивление бетона скалыванию или смятию по торцам пластины в случае расположения ее внешней грани заподлицо с гранью изделия.

Отнеся перечисленные силы в запас прочности, видно, что рассматриваемая закладная деталь воспринимает внешний крутящий момент подобно тому, как заклепочный стык металлических конструкций — изгибающий момент [2]. На основе этой аналогии примем, что наружные анкерные ряды закладной детали расположены по периметру прямоугольника с отношением сторон не более трех и внешний момент M_k уравновешивается суммой внутренних пар, образуемых сопротивлением анкеров

$$M_k = P_1 r_1 + P_2 r_2 + P_3 r_3 + \dots = \sum P_i r_i$$

(i — порядковый номер анкера).

При этом сдвигающие силы в анкерах P_i прямо пропорциональны радиусам поворота r_i :

$$\frac{P_1}{r_1} = \frac{P_2}{r_2} = \frac{P_3}{r_3} = \dots = \frac{P_i}{r_i}$$

Следовательно, все силы P_i можно выразить через силу P_1 в наиболее удаленном от центра поворота и, следовательно, наиболее нагруженном анкере 1, а именно:

$$P_2 = P_1 \frac{r_2}{r_1}; P_3 = P_1 \frac{r_3}{r_1} \dots P_i = P_1 \frac{r_i}{r_1}$$

Суммируя усилия по всем анкерам, получим:

$$M_k = \frac{P_1 \sum r_i^2}{r_1}; P_1 = \frac{M_k r_1}{\sum r_i^2}$$

Обозначив через x_i и y_i координаты центров анкеров относительно их общего центра тяжести и разложив P_1 на составляющие P_{1x} и P_{1y} по осям координат (см. рис. 1), получим:

$$\left. \begin{aligned} P_{1x} &= \frac{M_k r_1 \cos \alpha}{\sum r_i^2} = \frac{M_k y_1}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} \\ P_{1y} &= \frac{M_k r_1 \sin \alpha}{\sum r_i^2} = \frac{M_k x_1}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} \end{aligned} \right\} (1)$$

При совершенном контакте поверхностей пластины и бетона под действием изгибающего момента M возникает сила трения, равная 0,3 наибольшего сжимающего усилия в ряду анкеров, перпендикулярном направлению силы Q и уменьшающая сдвигающее усилие [3]. Предположив, что Q передается на анкера равномерно, получим сдвигающее усилие, приходящееся на один анкер:

$$Q_1 = \frac{Q - 0,3 N'_{ан}}{n} \quad (2)$$

где $N'_{ан} = \frac{M}{2y_1}$; при расположении закладной детали на верхней поверхности изделия $N'_{ан} = 0$; n — число учитываемых анкеров, расположенных не более чем в четырех рядах, перпендикулярном направлению Q .

Из рис. 1 видно, что результирующее сдвигающее усилие (с учетом силы трения), приходящееся на наиболее нагруженный анкер от действия

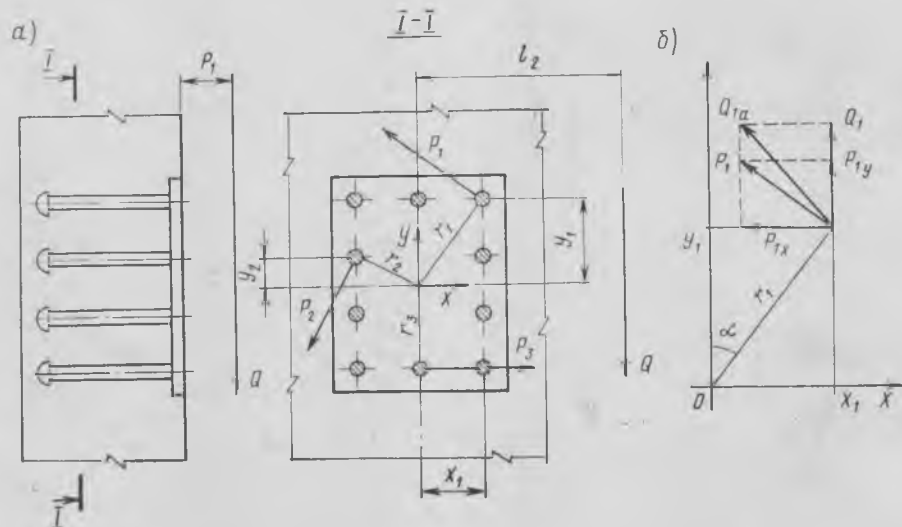


Рис. 1. Работа тавровых соединений закладной детали на действие крутящего момента и сдвигающей силы
а — расчетная схема; б — к определению сдвигающих усилий, приходящихся на один анкер

крутящего момента M_k и силы Q , равно:

$$Q_{1a} = \sqrt{P_{1x}^2 + (P_{1y} + Q_1)^2} \quad (3)$$

Дальнейшие расчеты выполняют для наиболее нагруженного анкера, преобразуя формулы СНиП 11-21-75. При $e_1 > 0$ и $e_2 > 0$ расчет анкеров на действие эксцентренно приложенной сдвигающей силы Q , изгибающего и крутящего моментов M и M_k следует производить по формуле

$$f_{ан} = \frac{1,1 \sqrt{N_{1a}^2 + \left(\frac{Q_{1a}}{k_1 k}\right)^2}}{R_a} \quad (4)$$

где $f_{ан}$ — площадь поперечного сечения наиболее нагруженного анкера, см²; N_{1a} — максимальное растягивающее усилие в одном анкере наиболее нагруженного ряда, перпендикулярного направлению Q ; $N_{1a} = \frac{M}{2 y_1 n_a}$, причем n_a —

число анкеров наиболее нагруженного ряда; k_1 и k — коэффициенты, определяемые по формулам (111), (112) СНиП.

Площадь сечения каждого анкера закладной детали принимается равной площади наиболее нагруженного анкера и определяется по формуле (4).

При $e_1 = 0$ и $e_2 > 0$ расчет заключается в отыскании суммарной сдвигающей силы Q_{1a} , приходящейся на наиболее нагруженный анкер, и в выполнении условия

$$Q_{1a} = \sqrt{P_{1x}^2 + \left(P_{1y} + \frac{Q}{n}\right)^2} \leq [Q]_{1a} = \frac{k f_{ан} R_a}{1,1} \quad (5)$$

Для проверки предлагаемого метода расчета в КТБ Мосгорстройматериалов в 1979 г. было испытано восемь закладных деталей, имевших различное число анкеров диаметром 10 мм из стали класса А-II, расположенных по перимет-

ру пластин толщиной 8 мм и соединенных с ними электродуговой сваркой в раззенкованных отверстиях (рис. 2). Закладные детали устанавливали в двух свежеотформованных бетонных массивах так, чтобы нижняя грань пластины каждой детали совпадала с верхней гранью массива. Это предпринималось с целью исключения сопротивления бетона по торцам пластин, не учитываемого расчетом.

Величины Q вычислены по формуле (5) при $e_1 = 0$, $e_2 = 35$ см и марке бетона М250. Нагружение деталей кратковременной нагрузкой осуществляли ступенями, составляющими 10% от $1,6Q$, с выдерживанием по 5 мин. При этом измеряли горизонтальное линейное перемещение δ , характеризующее угловое перемещение пластины закладной детали вокруг общего центра тяжести ее анкеров, т. е. центра поворота пластины (см. рис. 2).

На рис. 3 приведены графики линейных перемещений δ_{1a} пластин в точке приварки к ним анкера, наиболее удаленного от центра поворота пластины.

Номер образца детали	Число анкеров в детали	Фактическая нагрузка, МПа	$\frac{Q_{разр}}{Q_{кр}}$	$Q_{кр}^T = Q_{кр}$, МПа	$\frac{Q_{кр}}{Q_{кр}^T}$
1	4	197/—*	—	101,5	1,94
2		119/241**	2,02		1,17
3		137/339	2,48		1,35
4		179/360	2,01		1,76
5	8	197/432**	2,19	162	1,22
6		241/407	1,69		1,49
7		241/—	—		1,49
8		222/432	2,04		1,37

* Перед чертой — $Q_{кр}$, после черты — $Q_{разр}$.

** Разрушение сварного шва, соединяющего анкер с пластиной; в остальных случаях — разрыв анкера около сварного шва.

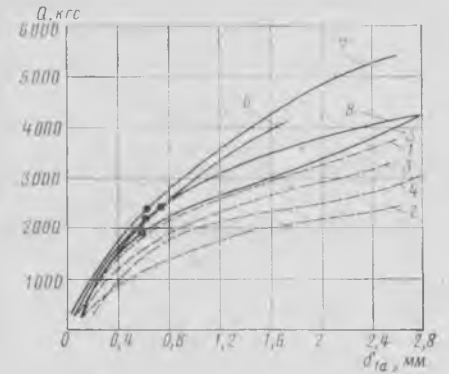


Рис. 3. Линейные перемещения пластин закладных деталей с четырьмя (—) и восемью (— —) анкерами 1—8 — номера образцов деталей

Перемещения δ_{1a} вычислены как величины, прямо пропорциональные measurableм δ .

Начало интенсивного роста перемещений, определенное, как предложено в работе [4], путем сравнения приращен перемещения при равных ступенях возрастающей нагрузки, отмечено так называемыми критическими точками. Фактические критические нагрузки $Q_{кр}$, соответствующие этим точкам, приведены в таблице.

Два образца деталей не были доведены до разрушения в связи с появлением значительных пластических деформаций в сварных узлах соединения пластин со штырями, передававшими крутящий момент на закладные детали. Как видно из таблицы, эти деформации не сказались на результатах испытаний, но они могли отсутствовать при толщине пластин более 8 мм.

В результате установлено, что в первую очередь разрушался анкер или узел его соединения с пластиной, наиболее удаленный от общего центра тяжести анкеров. Такой характер фактической работы закладных деталей при разрушающих нагрузках полностью соответствует предпосылкам, положенным в основу предлагаемого метода расчета.

Разрушающая нагрузка превышала критическую при четырех анкерах в среднем в 2,17, при восьми в 1,97 раза. Отношение фактической критической нагрузки к теоретической составляло в среднем соответственно 1,55 и 1,39. Это позволило сделать вывод о достаточной надежности предлагаемого метода расчета и возможности применения его для решения практических задач.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). Изд. 2-е М., Стройиздат, 1978.
2. Стреллецкий Н. С. и др. Стальные конструкции. Учебник для вузов, Изд. 2-е, переработ. М., Госстройиздат, 1952.
3. Катин Н. И., Шитиков Б. А. Закладные детали в колоннах для закрепления стальных связей. — В сб. НИИЖБ: Конструкции и узлы многоэтажных зданий из железобетона, вып. 10, М., 1974.
4. Катин Н. И., Стульчиков А. Н. Работа закладных деталей при сдвиге и совместном действии сдвигающих сил и изгибающих моментов. — В сб. НИИЖБ: Стыки сборных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1970.

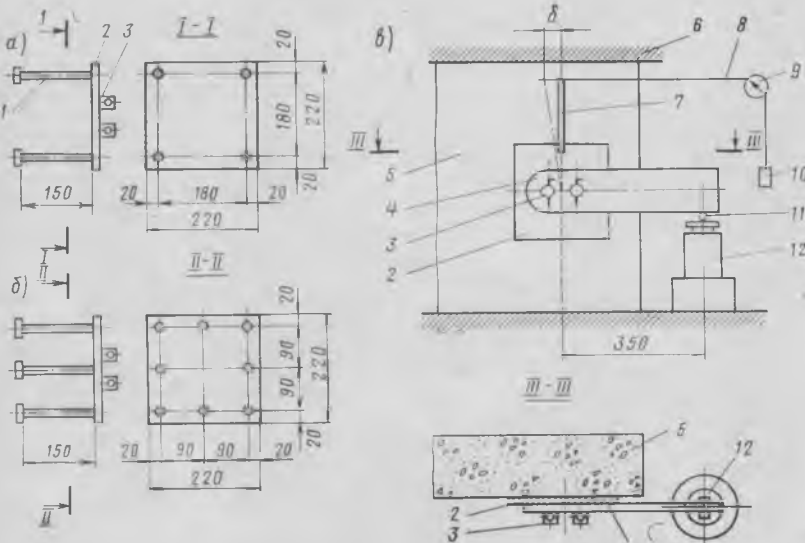


Рис. 2. Экспериментальные закладные детали с четырьмя (а) и восемью (б) анкерами и схема установки для испытания этих деталей (а)
1 — анкер; 2 — пластина; 3 — штырь для передачи крутящего момента с предохранительной чекой; 4 — съемный рычаг; 5 — бетонный массив; 6 — пригруз; 7 — указатель поворота пластины (стержень \varnothing 10 мм); 8 — струна; 9 — прогибомер; 10 — груз; 11 — стержень \varnothing 20 мм, приваренный к рычагу; 12 — гидродомкрат

О выборе формы поперечного сечения стального профилированного настила

Железобетонные перекрытия с применением стальных профилированных настилов широко распространены в промышленно развитых странах. При этом уменьшается масса перекрытий и зданий в целом, исключается опалубка, ускоряется монтаж, снижаются затраты рабочей силы.

В настоящее время отечественная промышленность выпускает несколько типов стального профилированного настила с гладкими полками и стенками для устройства легких кровельных покрытий и стеновых ограждений. Такие настилы не рассчитаны на использование их в качестве опалубки-арматуры для монолитных железобетонных перекрытий, и их параметры определены из условия прочности утеплителя на продавливание, устойчивости сжатых полок, смятия стенок на опоре, прогибов.

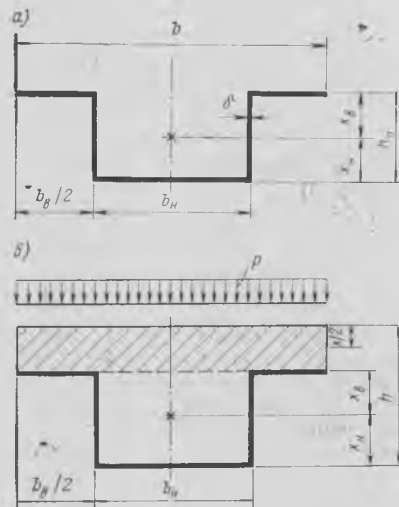
Можно выделить две стадии работы настила для железобетонных перекрытий. При укладке бетонной смеси из всех форм поперечного сечения настила при одном и том же расходе стали на единицу площади оптимальной будет та, при которой достигается максимальная изгибная жесткость и ширина поперечного сечения обеспечивает наибольшую перекрываемую площадь. Предстоит, таким образом, найти оптимальное соотношение между шириной верхней и нижней полки и между шириной волны и высотой настила (см. рисунок).

Рассмотрим единичный элемент настила шириной b , имеющий высоту стенки $h_n = 0,5b$ и толщину листа δ . Примем искомое соотношение между шириной верхней полки b_v и длиной волны b в виде отношения $k = b_v/b$. Тогда ширина нижней полки $b_n = b(1 - k)$. Запишем момент инерции поперечного сечения как функцию соотношения ширины верхней и нижней полки через искомый параметр k :

$$I = b^3 \delta (1/3 + k - k^2)/8. \quad (1)$$

Взяв первую производную от (1) по параметру k и приравняв ее нулю, найдем $k = 0,5$. Это означает, что момент инерции поперечного сечения максимальный при $b_v = b_n$, т. е. при симметричном относительно горизонтальной оси поперечном сечении. Это решение отвечает общеизвестной практике выпуска двутавров и швеллеров.

Однако при равной ширине верхней и нижней полки следует, кроме того, найти такое соотношение между h_n и b , при котором будет наибольшим момент



Параметры поперечного сечения профилированного настила
а — в стадии бетонирования; б — в стадии работы настила в составе перекрытия

инерции при постоянном расходе материала, т. е. при неизменной площади поперечного сечения настила F_n . Найдём такое соотношение между высотой настила h_n и шириной волны b , при котором достигается максимальное значение воспринимаемой настилом погонной нагрузки:

$$p = b I p_0 / I_0, \quad (2)$$

где p_0 — поверхностная нагрузка, соответствующая определенному значению момента инерции I_0 .

Выразим в формуле (2) I и b через искомый параметр m , который вытекает из соотношения $2h_n = mF_n/\delta$.

Тогда

$$\left. \begin{aligned} I &= F_n^3 m^2 (3 - 2m)/48 \delta^2; \\ b &= (1 - m) F_n/\delta. \end{aligned} \right\} (3)$$

Подставляя (3) в (2), составляя первую производную по параметру m , приравнявая ее нулю, получим $m = 0,578$; тогда $h_n = 0,289 F_n/\delta$, $b = 0,422 F_n/\delta$.

Таким образом, $b/h_n = 1,458 \approx 1,5$. Выпускаемые отечественной промышленностью настилы для покрытий и ограждающих конструкций отвечают двум сформулированным требованиям весьма приблизительно — параметры k и m в них изменяются в пределах 0,65—0,81 и 2,1—4,45 соответственно.

Все вышеизложенное касалось настила в стадии его работы до набора бетоном требуемой прочности.

Во второй стадии работы, когда настил воспринимает усилия в составе железобетонного перекрытия, вопрос о соотношении ширины верхней и нижней полки, а также ширины волны и высоты настила усложняется. При неизменной общей высоте железобетонного элемента h (см. рисунок) с увеличением ширины нижней полки за счет верхней смещается вниз центр тяжести поперечного сечения настила и, следовательно, растет плечо внутренней пары сил, т. е. увеличивается несущая способность. Однако вместе с этим возрастает площадь растянутого бетона в пределах ширины нижней полки, что снижает величину воспринимаемой полезной нагрузки.

Оптимальным соотношением между шириной верхней и нижней полки считается такое, при котором

$$\partial/\partial n (C_{сеч}/M_{эф}) = 0, \quad (4)$$

где $C_{сеч}$ — стоимость материалов, образующих поперечное сечение; $C_{сеч} = C_a(2h_n + b)\delta + C_b b(h - nh_n)$,

причем n — параметр, аналогичный параметру k , но на стадии работы настила в железобетонном перекрытии.

C_a, C_b — стоимости арматуры и бетона, p/m^2 ;

$M_{эф}$ — эффективный изгибающий момент: $M_{эф} = M_p - M_b$. Расчетный изгибающий момент M_p , воспринимаемый поперечным сечением, определяется по общепринятой методике $M_p = R_n F_n (h - x_n - x/2)$ Изгибающий момент M_b , соответствующий собственной массе бетона в пределах ребра, выразим через массу бетона g_b в пределах ребра b_n и коэффициент пропорциональности ϕ , отражающий величину пролета и расчетную схему элемента: $M_b = \phi g_b$. Таким же образом запишем $M_p = \phi(g + pb)$, где p — полезная нагрузка; g — полная масса элемента на единицу длины шириной, равной ширине волны настила. Из последних выражений следует:

$$\left. \begin{aligned} M_b &= M_p g_b / (g + pb); \\ M_{эф} &= M_p [1 - g_b / (g + pb)]. \end{aligned} \right\} (5)$$

Нагрузки, входящие в (5), следует также записать как функции искомого параметра n . Полная нагрузка от собственной массы

$$g = \gamma_b b (h - nh_n).$$

Нагрузка от массы бетона в пределах растянутого ребра

$$g_b = \gamma_b h_n b (1 - h_n).$$

Подставляя в (4) соответствующие выражения для стоимости сечения $C_{сеч}$, изгибающего момента $M_{эф}$ с учетом нагрузок g и g_b , находим параметр n , при котором будет оптимальным соотношение между шириной верхней и нижней полки профилированного настила на стадии его работы в составе железобетонного перекрытия.

По этой методике были выполнены расчеты при реальных прочностных и стоимостных параметрах железобетонных перекрытий при разных временных нагрузках. Установлено, что в оптимальном сечении настила при большой временной нагрузке ширина нижней пол-

ки должна быть больше ширины верхней полки, при малой нагрузке — меньше. Выявленное обстоятельство может быть использовано на практике при применении выпускаемых сейчас настилов — при малой нагрузке на железобетонное перекрытие стальной настил следует укладывать широкой полкой вверх, при больших нагрузках настил целесообразнее укладывать широкой полкой вниз.

Выводы

Выпускаемые отечественной промышленностью стальные профилированные настилы для легких покрытий и стеновых ограждений по характеру поперечного сечения не полностью отвечают требованиям, предъявляемым при использовании их в монолитных железобетонных перекрытиях в качестве опалубки-арматуры.

При разработке сортамента стальных профилированных настилов для железобетонных перекрытий следует исходя из реальных условий установить оптимальные формы поперечного сечения настилов по предлагаемой методике.

Учебные диафильмы

Ленинградский опытный электротехнический завод в течение ряда лет выпускает учебные диафильмы по разным областям науки и техники. Значительное число диафильмов выпущено по строительному делу и, в частности, по бетону и железобетону.

Вот некоторые из них: «Автоматизированное приготовление товарного бетона и раствора на САБРЗ-50-150», «Арматурные работы», «Бетонирование простых конструкций», «Приготовление бетонной смеси», «Производство железобетонных и бетонных изделий и конструкций», «Производство портландцемента», «Способы изготовления арматуры для предварительно напряженных железобетонных конструкций», «Чтение чертежей на каменные и бетонные конструкции», «Монтаж сборных железобетонных перекрытий и покрытий», «Чтение рабочих чертежей по монтажу стальных и железобетонных конструкций» и др.

В связи с тем, что диафильмы отпускаются по оптовой цене, индивидуальные заказчики не обслуживаются. Отгрузочный минимум для диафильмов установлен 200 частей и не менее 4-х экземпляров каждого названия. Стоимость одной части черно-белого диафильма 16 к., цветного диафильма — 21 к.

Подробный перечень диафильмов по бетону и железобетону опубликован в каталоге для заказа диафильмов, который можно приобрести по адресу: 198095, Ленинград, ул. Зои Космодемьянской, 26. Ленинградский опытный электротехнический завод.

Вопросы экономики

УДК 658.588.69.002.5

А. А. МИРОНОВ, канд. экон. наук; Г. В. БАКУЛИНА, инж. (ВНИИЖелезобетон)

О нормативах стоимости ремонта оборудования

В промышленности сборного железобетона до последнего времени действовало положение о плано-предупредительном ремонте оборудования [1], предусматривающее трехзвенную структуру ремонтного цикла: капитальный ремонт — средний ремонт — текущий ремонт. Этому соответствовала нормативная база стоимости ремонтов оборудования [2, 3].

В 1978 г. Главмоспромстройматериалы в опытным порядке перешли на новую, более прогрессивную систему ведения плано-предупредительных ремонтов оборудования [4], предложенную ВНИИЖелезобетоном. В этом положении, в отличие от действующего, исключен из цикла средний ремонт. Вместе с этим пересмотрен состав и объем ремонтных работ, охватываемых капитальным и текущим ремонтами, расширено понятие технического обслуживания. Оставшиеся виды ремонтов включили в себя в определенных пропорциях функции средних ремонтов. О перераспределении объемов работ можно судить по их трудоемкости, отнесенной к одной условной ремонтной сложности (табл. 1). В новой структуре ремонтов соответственно возрос и расход материалов, приходящихся на каждую ремонтную сложность оборудования.

Таблица 1

Вид ремонта	Трудоемкость, чел.ч		
	механическая часть технологического оборудования	электрическая часть технологического оборудования	котельное и котельно-вспомогательное оборудование
Капитальный	31/50	13,3/12	31/40
Средний	15,5/—	6,2/—	20,8/—
Текущий	6,2/6	1,1/2	5,4/11
Техническое обслуживание	0,93/1	—	—

Примечание. Перед чертой — по системе ППР 1968 г., после черты — 1980 г.

Эта система ППР и вызванные ею изменения в структуре и характере ремонтных работ потребовали новых нормативов стоимости ремонтов оборудования [5]. Потребность в них возросла в связи с положительным опытом внедрения новой системы ППР на предприятиях Главмоспромстройматериалов и возможностью его распространения на всю промышленность сборного железобетона.

Нормативы стоимости ремонтов оборудования требуются для оперативного планирования деятельности ремонтных служб отрасли и регулирования их взаимоотношений с цехами основного производства, для исчисления себестоимости машино-часов оборудования при определении эффективности новой техники, для выявления объема капитального ремонта, проведенного собственными силами, в составе товарной продукции предприятия и т. д.

Новые нормативы стоимости ремонтов оборудования, отвечающие системе ППР 1980 г., представлены в табл. 2. Они разработаны для основных групп технологического оборудования в производстве сборного железобетона и представлены для одной условной ремонтной сложности. Для определения стоимости одного ремонта любой конкретной установки или машины достаточно найти произведение норматива (для соответствующего вида ремонта) данной таблицы на число ремонтных сложностей установки по формуле

$$C_p = R_m C_{p,m} + R_э C_{p,э} \quad (1)$$

где C_p — стоимость одного ремонта (капитального, текущего или технического обслуживания); R_m и $R_э$ — число единиц ремонтной сложности соответственно в механической и электрической частях установки по нормативам [5]; $C_{p,m}$ и $C_{p,э}$ — нормативы, стоимости данного вида ремонта (или техобслуживания) соответственно для механической и электрической частей установки.

Нормативы даны исходя из основных оптовых цен на материалы и запчасти, тарифов на электроэнергию и перевозки, вводимых в действие с 1 января 1982 г. В них отражено планируемое на одиннадцатую пятилетку увеличение отчислений на социальное страхование от заработной платы с 6,1 до 12%.

Для предприятий, переходящих на планирование по показателю нормативной чистой продукции, приводятся среднотраслевые нормативы чистой продукции в одной ремонтной сложности капитальных ремонтов по группам оборудования: в механической части всех групп оборудования, кроме котельного и котельно-вспомогательного, — 51 р.; в механической части котельного и котельно-вспомогательного оборудования: — 39 р.; в электрической части всех групп оборудования и в электрооборудовании — 12 р.

Пользуясь ими и формулой (1), можно исчислять нормативы чистой про-

Таблица 2

Группа оборудования	Нормативы стоимости, р.		
	капитально-го ремонта	текущего ремонта	технического ухода
Разгрузчики инертных и цемента	89	10,1	1,4
Рыхлительные машины, дробилки, грохоты, аэрожелоба и питатели	86	9,5	1,3
Элеваторы ленточные и цепные	99	11,8	1,63
Насосы пневмовинтовые	80	10,9	1,6
Конвейеры (транспортеры) ленточные	105	11,8	1,3
Дозировочное оборудование	68	7,2	1
Поворотные воронки	68	7	1
Бетоносмесители и растворосмесители	90	11,6	2,05
Бадьи и кубели для бетона	69	7,3	1,15
Бетоноукладчики	86	9,9	1,35
Нагнетатели бетонной смеси	83	9,5	1,4
Виброплощадки:			
с вертикально направленными колебаниями	94	10,65	1,2
с горизонтально направленными колебаниями (резонансные, низкочастотные)	106	26,3	0,95
Щиты вибропригрузочные	86	15	1,2
Формовочные машины для пустотных изделий	101	10,8	1,7
Вертикально-кассетные установки (с устройствами для распалубливания)	115	17,6	1,2
Подъемники-снижатели	100	12,8	1,7
Машины отделочные	86	9,7	1,7
Кантователи	96	12,6	2,2
Толкатели	87	12,5	1,55
Формы-вагонетки	113	13	—
Формы металлические для промышленного и гражданского строительства	105	12,5	—
Подъемно-транспортное оборудование (краны, тали)	95	16	1,5
Тележки самоходные и транспортные	89	9,9	1,45
Центрифуги	86	14	2,35
Машины для шлифовки раструбов и гидротестов труб	90	11,2	1,6
Прочее специализированное оборудование для изготовления труб виброгидропрессованием	95	10,4	2,6
Станки для изготовления спиральных каркасов и штампованных полос для труб	80	8,3	1,15
Станки для правки, гибки и прочих операций заготовки арматуры	78	9,1	1,2
Станки металлообрабатывающие	84	9,5	1,5
Машины для контактной сварки арматуры (точечной и шовной)	84	10,2	1,25
Установки для электротермического нагрева (напряжения) напрягаемой арматуры	90	8,45	1,2
Установки для стыковой сварки и резки арматуры	84	8,6	1,1
Установки для упрочнения стержней вытяжкой	83	9,6	1,05
Котельное и котельно-вспомогательное оборудование	63	20	—
Деревообрабатывающее оборудование	75	8,1	1,05
Электрооборудование автономное и входящее в состав электрической части всех перечисленных выше групп оборудования	19	2,75	—

дукции на один ремонт по конкретным видам машин и установок.

Приведенные нормативы чистой продукции по капитальным ремонтам включают затраты на заработную плату и отчисления на социальное страхование персонала, но не включают плановой прибыли, поскольку, согласно «Методическим указаниям о порядке разработки и применения в планировании показателя чистой продукции (нормативной)» (М., Прейскурантиздат, 1979), объем капитального ремонта оборудования должен отражаться в товарной продукции по сметной стоимости без учета прибыли.

Выводы

Внедрение новой системы планово-предупредительного ремонта оборудования способствует повышению эффективности и качества проведения ремонтов, а также более надежной работе оборудования. Применение рекомендуемых нормативов стоимости ремонтов создает стоимостное обеспечение для дальнейшего совершенствования методов планирования деятельности ремонтных служб и их хозяйственных взаимоотношений с цехами-заказчиками.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Положение о планово-предупредительном ремонте и эксплуатации оборудования предприятий промышленности строительных материалов. Вып. 2. Промышленность сборного железобетона. ВНИИЖелезобетон, М., Стройиздат, 1968.
2. Нормативы стоимости ремонтов оборудования в промышленности сборного железобетона. М., ВНИИЖелезобетон, 1971.
3. Нормативы стоимости технических уходов за оборудованием основных цехов предприятий сборного железобетона. М., НИИЖБ, 1972.
4. Положение о планово-предупредительном ремонте и эксплуатации оборудования предприятий промышленности сборного железобетона. М., Главмоспромстройматериалы, 1978.
5. Положение о планово-предупредительном ремонте и эксплуатации оборудования предприятий промышленности сборного железобетона. ВНИИЖелезобетон. М., Стройиздат, 1979.

Исследования, выполненные в нашей стране и за рубежом [1—3], показали, что в качестве заполнителя можно использовать дробленый, бывший в употреблении бетон или бетон некондиционных изделий. Бетон на таких заполнителях характеризуется достаточно высокими техническими свойствами, имеет более низкую стоимость. Применение дробленого бетона позволяет утилизировать отходы промышленности сборного железобетона и неизбежные отходы на строительной площадке, рационально использовать отслуживший бетон, сохранять земельные угодья, отводимые под свалки, и тем самым охранять природу от загрязнения.

В НИИЖБ исследовали бетоны, приготовленные на заполнителе из дробленого бетона и сравнивали их с бетонами на естественных заполнителях. Их готовили на портландцементе Воскресенского завода марки М400, в качестве природного мелкого заполнителя использовали кварцевый песок с $M_{кр} = 1,67$, крупного — гранитный и известняковый щебень с плотностью соответственно 2600 и 2420 кг/м³ и водопоглощением 0,86 и 4,4% по массе.

Искусственные заполнители получали на механической щековой дробилке из бетонов на гранитном и известняковом щебне с прочностью в возрасте 28 сут соответственно 56,6 и 22 МПа. После фракционирования заполнителя из дробленых бетонов на гранитном и известняковом щебне получали крупный заполнитель фракции 5—20 мм с плотностью соответственно 2320 и 2060 кг/м³ и водопоглощением 6 и 7,8% по массе. Плотность мелкого заполнителя из дробленого бетона фракции менее 5 мм была ниже плотности природного кварцевого песка на 6—18%. Водопоглощение этого заполнителя составило от 7,5 до 9,3% по массе.

Исследуемые бетоны готовили с $B/C = 0,55$; с расходом цемента — 355 кг/м³ при одинаковом абсолютном объеме заполнителей и с постоянным отношением объемов мелкого и крупного заполнителей. Расход щебня со-

УДК 691.322

О. А. ЛИПЕЙ, инж.; Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф.;
А. С. ДМИТРИЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Заполнители из дробленого бетона

ставлял 402 л/м³, песка — 288 л/м³. В качестве заполнителей применяли не только природные и искусственные материалы, но и смеси этих заполнителей в равных объемах.

Применение заполнителей из дробленого бетона с более высоким водопоглощением ухудшает удобоукладываемость бетонной смеси. Использование дробленого бетона в сочетании с природным песком почти не влияет на эту характеристику. Например, эталонная бетонная смесь (гранитный щебень, кварцевый песок) имеет О.К. = 5 см, бетонная смесь на крупном заполнителе из дробленого бетона на гранитном щебне и кварцевом песке — О.К. = 1 см (Ж = 3 с), а бетонная смесь на крупном заполнителе из дробленого бетона на известняковом щебне и кварцевом песке имеет показатель жесткости Ж = 6 с. Применение в качестве крупного заполнителя смеси равных объемов природного и искусственного щебня в сочетании с кварцевым песком практически не влияет на удобоукладываемость бетонной смеси и О.К. таких смесей по сравнению с эталонными снижается на 2—3 см (Ж = 2—3 с).

Применение дробленого бетона фракции менее 5 мм в качестве мелкого заполнителя в большей степени ухудшает удобоукладываемость смеси. Так, бетонные смеси на крупном природном заполнителе и мелком заполнителе из дробленого бетона имеют Ж = 10—12 с при одинаковом расходе материалов с эталонным бетоном (О.К. = 5 см). Использование дробленого бетона в качестве крупного и мелкого заполнителя приводит к увеличению Ж до 13—15 с. Бетонные смеси, в которых в качестве мелкого заполнителя применяются в равных объемах кварцевый песок и дробленый бетон, имеют Ж = 5—6 с, при использовании природных крупных заполнителей и Ж = 7—11 с при использовании крупного заполнителя из дробленого бетона.

Значительно улучшает удобоукладываемость смеси на заполнителях из дробленого бетона введение пластифи-

цирующих добавок. Применение 0,2% СДБ Котласского завода способствовало получению равноподвижных с эталонной бетонных смесей из дробленого бетона (О.К. = 2—5 см). Это позволило снизить расход цемента в смесях на крупном заполнителе из дробленого бетона и кварцевом песке до 50 кг/м³ по сравнению с эталонными без добавки благодаря снижению расхода воды и цемента без изменения В/Ц.

Для обеспечения заданного В/Ц и одинаковой удобоукладываемости (О.К. = 4—6 см) в составы необходимо вводить большее количество воды, чем для обычного бетона без увеличения расхода цемента, что составляет полное водопоглощение мелкого заполнителя из дробленого бетона и половину водопо-

глощения крупного заполнителя. При использовании в качестве заполнителей смеси природного и искусственного заполнителей в равных объемах добавочное количество воды соответственно уменьшается.

Плотность бетонной смеси на крупном заполнителе из дробленого бетона и кварцевом песке на 5—7% меньше плотности эталонной смеси. Применение мелкого заполнителя из дробленого бетона уменьшает плотность бетонной смеси на природном крупном заполнителе до 7% и смеси на крупном заполнителе из дробленого бетона на 9—13%. Понижение плотности бетонной смеси на заполнителях из природных и искусственных заполнителей в равных объемах находится в указанных пределах.

Исследования показали, что прочность бетона на крупном заполнителе из дробленого бетона на гранитном щебне на 3—5% ниже прочности бетона на природном гранитном заполнителе (рис. 1). При использовании мелкого заполнителя из дробленого бетона прочность на сжатие снижается до 26%.

Прочность бетона на крупном заполнителе из дробленого бетона невысокой прочности в возрасте 28 сут составляет 80% прочности бетона на природном заполнителе в том же возрасте. Мелкий заполнитель из дробленого бетона способствует понижению прочности бетона до 30% даже в составах на природном крупном заполнителе.

На рис. 2 представлена зависимость модуля упругости бетона от вида и соотношения различных заполнителей. За 100% принят модуль упругости бетона на гранитном щебне и кварцевом песке. Известно, что модуль упругости бетона зависит главным образом от его прочности на сжатие, модуль упругости крупных заполнителей и содержания в бетоне цементного камня. С увеличением содержания заполнителя с более низким модулем упругости, чем у природных каменных материалов, модуль

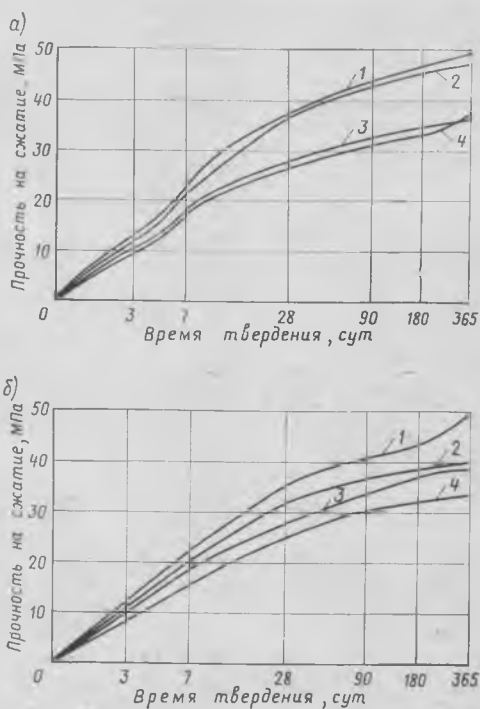


Рис. 1. Нарастание прочности на сжатие бетонов на заполнителях из дробленого бетона а — на гранитном щебне; 1, 3 — гранитный щебень; 2, 4 — щебень из дробленого бетона; 1, 2 — кварцевый песок; 3, 4 — заполнитель из дробленого бетона; б — на известняковом щебне; 1, 3 — известняковый щебень; 2, 4 — щебень из дробленого бетона; 1, 2 — кварцевый песок; 3, 4 — заполнитель из дробленого бетона

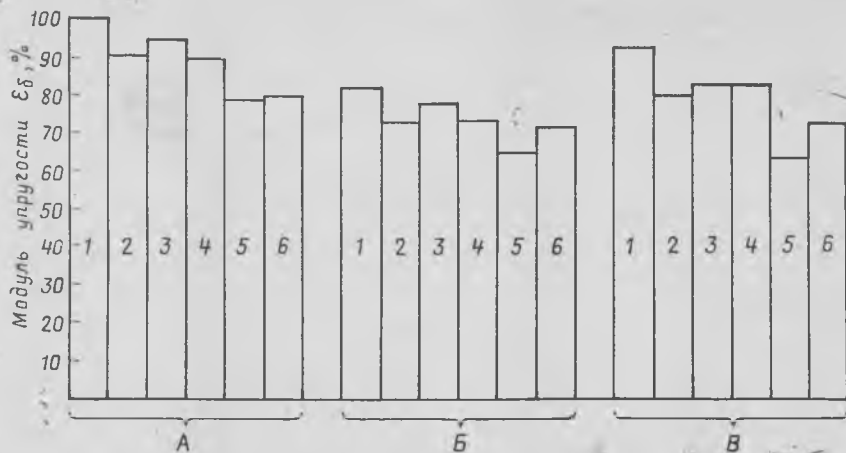


Рис. 2. Зависимость модуля упругости бетона от вида и содержания заполнителей

Мелкий заполнитель: А — кварцевый песок; Б — дробленый бетон; В — 50% кварцевого песка + 50% дробленого бетона; крупный заполнитель: 1 — гранитный щебень; 2 — дробленый бетон на гранитном щебне; 3 — 50% гранитного щебня + 50% дробленого бетона на гранитном щебне; 4 — известняковый щебень; 5 — дробленый бетон на известняковом щебне; 6 — 50% известнякового щебня + 50% дробленого бетона на известняковом щебне

упругости бетона понижается, особенно при использовании крупного заполнителя из дробленого бетона на известняковом щебне, зерна которого почти полностью покрыты цементным камнем. Заполнитель из дробленого бетона на гранитном щебне меньше влияет на модуль упругости бетона, так как зерна гранитного щебня неполностью покрыты цементным камнем.

Более заметно влияет содержание цементного камня на модуль упругости бетона при использовании мелкого заполнителя из дробленого бетона. Модуль упругости такого бетона на 12—18% меньше модуля упругости бетона на кварцевом песке. Причем на разницу в значениях практически не влияет вид мелкого заполнителя из дробленого бетона (на гранитном или на известняковом щебне). Модуль упругости бетона снижается на 7—11% и при использовании в качестве мелкого заполнителя кварцевого песка и заполнителя из дробленого бетона в равных объемах.

Косвенной характеристикой сцепления зерен заполнителя с цементным камнем является прочность на растяжение при изгибе. Применение в качестве крупного заполнителя дробленого бетона практически не снижает прочность на растяжение при изгибе, либо снижает значительно меньше по сравнению с прочностью на сжатие. Это в первую очередь относится к крупному заполнителю из дробленого бетона на известняковом щебне. Прочность на растяжение при изгибе бетона на этом заполнителе и кварцевом песке всего на 4—5% ниже прочности эталонного бе-

тона. Это объясняется хорошим сцеплением между зернами заполнителей из дробленого бетона и цементным камнем благодаря их шероховатой и пористой поверхности, а также сходством химических составов дробленого заполнителя и цементного камня.

Прочность на растяжение при изгибе бетонов на крупном заполнителе из

смеси природного и искусственного щебня в равных объемах и кварцевом песке близка к прочности бетона на искусственном щебне. Применение мелкого заполнителя из дробленого бетона приводит к понижению прочности на растяжение при изгибе бетонов на природном крупном заполнителе до 18% и бетонов на искусственном щебне до 16%. Введение мелкого заполнителя из смеси кварцевого песка и дробленого бетона в равных объемах приводит к некоторому повышению прочности до 88—96% для бетонов на природном крупном заполнителе и 87—90% для бетонов на крупном заполнителе из дробленого бетона.

Исследование морозостойкости бетонов, приготовленных на заполнителях различного вида, показало (см. таблицу), что применение крупного заполнителя из дробленого бетона не уменьшает, а в некоторых случаях увеличивает морозостойкость. Это вызвано высокой прочностью сцепления зерен такого заполнителя и цементного камня. Применение мелкого заполнителя из дробленого бетона приводит к понижению коэффициента морозостойкости из-за высокой капиллярной пористости бетона на заполнителе с высоким водопоглощением.

Выводы

Дробленый бетон можно использовать в качестве крупного заполнителя во вновьготавливаемых бетонах без заметного снижения их качества. Бетоны на таком заполнителе имеют высокие показатели по прочности на сжатие, растяжение и морозостойкости. Вместе с тем модуль упругости и плотность их несколько ниже подобных показателей у бетонов на природных заполнителях. Некоторое ухудшение технологических свойств смесей можно полностью компенсировать введением пластифицирующих добавок.

Использование мелкого заполнителя из дробленого бетона заметно ухудшает свойства бетона. Его необходимо применять в сочетании с пластифицирующими добавками, что способствует получению бетона с прочностными показателями не ниже, чем у бетонов на кварцевом песке.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Глужге П. И. Заполнители из разрушенного бетона. — «Известия Всесоюзного научно-исследовательского института гидротехника», т. 35. 1948.
2. Buck A. Recycled Concrete as a Source of Aggregate. — Journal of the American Concrete Institute, 1977, vol. 74 №5, pp 212—219.
3. Malhotra V. Recycled Concrete — a New Aggregate. — Canadian Journal of Civil Engineering, 1978, vol. 5, №1, pp. 42—52.

Вид крупного заполнителя	K _{Мрз} после циклов попеременного замораживания и оттаивания			
	50	100	150	200
Гранитный щебень	0,96*	0,98	0,92	0,94
	0,95	0,93	0,86	0,9
Щебень из дробленого бетона на гранитном щебне	1,01	0,97	0,96	0,91
	0,98	0,91	0,93	0,89
50% гранитного щебня + 50% щебня из дробленого бетона на гранитном щебне	0,97	0,96	0,93	0,93
	0,94	0,9	0,91	0,86
Известняковый щебень	0,98	1,01	0,98	0,96
	0,97	0,96	0,91	0,9
Щебень из дробленого бетона на известняковом щебне	1,03	0,97	0,91	0,94
	0,94	0,95	0,9	0,86
50% известнякового щебня + 50% щебня из дробленого бетона на известняковом щебне	0,96	0,94	0,93	0,91
	0,95	0,93	0,89	0,87

* Над чертой для кварцевого песка в качестве мелкого заполнителя; под чертой — для дробленого бетона.

УДК 666.972.522

Об уточнении методики испытания бетона на водонепроницаемость

К гидротехническому и мелиоративному бетону, а также к бетону фундаментов промышленных и гражданских сооружений, находящемуся в агрессивной среде, предъявляются высокие требования по водонепроницаемости.

Получение требуемой марки бетона по водонепроницаемости является очень важным фактором. По этому вопросу проведены многочисленные исследования, опубликованы статьи и монографии, однако проблема в полной мере не решена. До сих пор не организован промышленный серийный выпуск стандартного прибора единой конструкции для определения марки бетона по водонепроницаемости. Не отработана методика проведения испытаний.

В настоящее время применяют приборы различной конструкции с неодинаковой передачей давления воды на торцевую поверхность образца, а также разные уплотняющие материалы, способы уплотнения, условия хранения и т. д. В связи с этим результаты испытаний несопоставимы между собой и не позволяют точно определить фактическую степень водонепроницаемости бетона. Это вызвано отсутствием четких указаний в ГОСТах по испытанию бетона на водонепроницаемость.

Прибор и методика испытания бетона на водонепроницаемость были регламентированы в ГОСТ 4800—49. Допускалось испытание бетона на приборе любой конструкции, позволяющем подвергнуть одну из торцевых поверхностей образца возрастающему давлению воды и провести наблюдения за состоянием его противоположной торцевой поверхности. Прибор единой конструкции не регламентировался, и установку изготовляли и изготовляют каждая строительная организация на месте. В стандарте вновь было отмечено, что одна из торцевых поверхностей должна подвергаться возрастающему давлению воды. Однако площадь образца, подвергаемого давлению воды и наблюдению за верхней торцевой поверхностью в ГОСТе, не была уточнена.

В ГОСТ 4800—59 практически никаких изменений в конструкции прибора и методику испытания бетона на водонепроницаемость не внесено. В 1974 г. ГОСТ 4800—59 был переиздан. Формулировка о передаче давления воды на торцевую поверхность образца была ухудшена. По рекомендациям ГОСТа образцы испытывают на приборе любой конструкции, который обеспечивает подачу к нижней торцевой поверхности образцов воды при возрастающем давлении,

а также возможность наблюдения за состоянием верхней торцевой поверхности. В ГОСТ 12730.5—78, введенном с 1 января 1980 г., эти рекомендации сохранились. Однако не уточняется каким образом вода подается к нижней торцевой поверхности. Схему установки применяли практически одну и ту же, но давление воды передавали на нижнюю торцевую поверхность разными способами.

В Днепрпетровском филиале НИИСП воду подводят к нижней торцевой поверхности в центре образца через трубку диаметром 20 мм. За появлением мокрых пятен на верхней торцевой поверхности образца наблюдают через отверстие диаметром 50 мм. На таком же приборе и по такой же методике испытывают бетон в тресте Железобетон, в лаборатории Спецшахтопроходки (г. Кривой Рог) и др.

В НИИЖБ и Головной строительной лаборатории комбината Кривбасстрой бетон испытывают на водонепроницаемость на приборе, который позволяет передавать давление воды примерно на 70% площади нижней торцевой поверхности. Такую же площадь оставляют для наблюдения за верхней торцевой поверхностью. В НИС Гидропроекта водонепроницаемость определяют на приборе Амслера с образцами в виде усеченного конуса. Результаты испытания на этом приборе более стабильны, чем на цилиндрических образцах, так как при подаче воды под давлением со стороны большей площади зазор между образцом и формой немного уплотняется.

Применение разных приборов и методик для испытания приводит к получению разных показателей по водонепроницаемости для одного и того же бетона. Например, водонепроницаемость одного и того же бетона, испытанного в Днепрпетровском филиале НИИСП и в Головной строительной лаборатории Кривбасстроя, составила соответственно 5 и 2 атм, т. е. показатели водонепроницаемости на приборах разной конструкции отличаются примерно в 2 раза.

К сожалению, литературные данные по водонепроницаемости бетона примерно на одних и тех же материалах и составе весьма противоречивы, что объясняется применением приборов разной конструкции и разных методик испытания. Получение завышенных марок бетона по водонепроницаемости может привести к резкому снижению долговечности бетона.

Выводы

Для получения объективных и сопоставимых результатов испытания бетона на водонепроницаемость необходимо разработать и наладить выпуск стандартного прибора единой конструкции; регламентировать площадь образца, на которую должно передаваться давление воды; уточнить методику испытания и определить наиболее надежный материал для заливки зазора между образцом и формой; четко изложить порядок заполнения зазора между формой и образцом, способ и порядок уплотнения бетонной смеси, а также условия хранения и влажности образцов перед испытанием. Выполнение этих условий позволит получить объективные и сопоставимые результаты и установить марки бетона по водонепроницаемости.

В. П. СИЗОВ, канд. техн. наук

В Госстрое СССР

Государственный комитет СССР по делам строительства решил ввести в действие с 1 июля 1981 г. изменение пункта 3.13* главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196. Утверждена его новая редакция. Предусмотрено, в частности, что коэффициент условий работы не должен учитываться для арматуры железобетонных элементов:

подлежащих расчету на действительные многократно повторяющейся нагрузке; армируемых высокопрочной проволокой, располагаемой вплотную (без зазоров); предназначенных для эксплуатации в среде с агрессивной степенью воздействия на железобетонные конструкции.

Прочность внецентренно-сжатых стержней

Основными предпосылками, положенными в основу расчета нормальных сечений железобетонных элементов по прочности, являются предположения, что сопротивление бетона растяжению отсутствует, а сопротивление сжатию представляется напряжениями, равными $R_{пр}$, равномерно распределенными по сжатой зоне бетона.

Исходя из этого для некоторых частных случаев внецентренного сжатия нормами различных ведомств установлены расчетные формулы. Однако во многих случаях возникают трудности при определении несущей способности проектируемой конструкции.

В работе [1] отмечается, что сопротивление бетона сжатию во всех случаях условно представляется напряжениями, равными $R_{пр}$, равномерно распределенными по части сжатой зоны. Таким образом, назрела необходимость совершенствования формул для определения несущей способности элементов, при этом, очевидно, что оно должно осуществляться в направлении сближения расчетных формул с фактическим напряженным состоянием конструкции.

В работе [2] отмечалась целесообразность корректировки исходных предпосылок расчета железобетонных элементов и предлагалось ввести в уравнение равновесия внешних и внутренних сил дополнительное условие — гипотезу плоских сечений.

Экспериментальные исследования, выполненные автором, с внецентренно-сжатыми стержнями многогранной формы сечением 35×60 см показали, что на всех стадиях нагружения вплоть до наступления предельного состояния деформированное сечение стержня оставалось плоским. Гипотеза плоских сечений открывает весьма широкие возможности для создания практически универсальных расчетных формул, поскольку, зная модуль упругости арматуры и модуль деформации бетона, можно составить уравнения равновесия внутренних и внешних сил.

Известно, что зависимость модуля де-

формаций бетона от его относительной деформации при сжатии выражается прямой $E_e = E_0 - \alpha \epsilon$, где E_0 — для определенной марки бетона величина постоянная и весьма близкая к нормативному значению начального модуля упругости. Коэффициент α зависит от марки бетона и определяется экспериментально. По опытам автора для бетона марок М400 и выше $\alpha_{ср} = 70 \times 10^{-5}$ МПа.

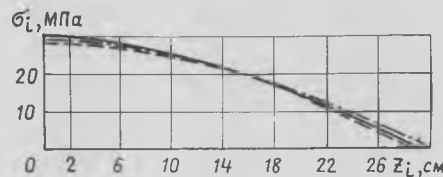


Рис. 1. Экспериментальные эпюры напряжений сжатой зоны для трех образцов

Гипотеза плоских сечений в совокупности с переменным модулем деформации бетона в сжатой зоне приводит к параболической форме эпюры нормальных напряжений, однако, в отличие от прямоугольной эпюры, которая отражает среднее напряжение, возникающее в сжатой зоне сечения, в ней крайняя ордината соответствует максимальным напряжениям и, следовательно, изменение расчетной формы эпюры должно быть связано с соответствующей корректировкой нормативных величин, определяющих расчетную несущую способность конструкции.

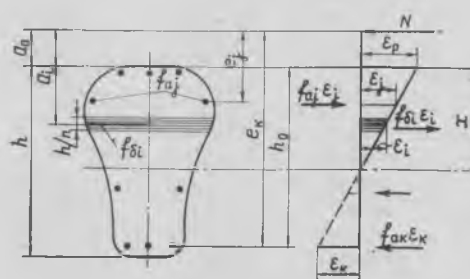


Рис. 2. Схема внутренних и внешних сил, действующих в сечении

На рис. 1 приведены эпюры напряжений, полученные для рассмотренных образцов ($\mu = 0,58$). Продольную нагрузку 85% прикладывали с относительным эксцентриситетом 0,5, она соответствовала началу текучести арматуры класса А-II.

Напряжения определяли по формуле

$$\sigma_i = \epsilon_i E_i \quad (1)$$

(i — индекс, определяющий положение ординаты).

Параболическая форма эпюры напряжений отмечалась на всех ступенях загрузки, практически включая и разрушающую нагрузку (98% разрушающей).

Используя схему, приведенную на рис. 2, момент внутренних сил, действующий в сечении относительно точки приложения внешней нагрузки, можно записать следующим образом:

$$M = \sum_{i=1}^n f_{bi} \epsilon_i E_i a_i + E_a \sum_{j=1}^k f_{aj} \epsilon_j e_j, \quad (2)$$

где n — число элементарных площадок одинаковой высоты, на которые разбито сечение; k — группы арматуры, каждая из которых расположена на определенном расстоянии от сжатой грани; i и j — порядковые номера элементарных площадок бетона и групп арматуры; f_b и f_a — площади бетона и арматуры; a_i и e_j — плечи площадей относительно внешней нагрузки; ϵ — относительная деформация:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_i &= \frac{e_p}{x} (x + a_0 - a_i); \\ \epsilon_j &= \frac{e_p}{x} (x + a_0 - a_j). \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Приравняв нулю выражение (2) и заменив в нем все относительные деформации их значениями по формулам (3), получим уравнение, решение которого определяет высоту сжатой зоны x .

К 80-летию В. В. Михайлова



Исполнилось 80 лет со дня рождения и 60 лет инженерной, научной, педагогической и общественной деятельности Заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, лауреата Государственных премий СССР и международной премии ФИП, лауреата премии Совета Министров СССР, заведующего лабораторией НИИЖБ, доктора технических наук, профессора Виктора Васильевича Михайлова.

Имя В. В. Михайлова неразрывно связано с зарождением и развитием предварительно напряженных железобетонных конструкций. Еще с начала 30-х годов он проводил активную пропаганду изучения и применения таких конструкций и в 1933 г. опубликовал первую в мире книгу по предварительно напряженному железобетону, в которой предложил метод его расчета.

С тех пор В. В. Михайловым и руководимым им коллективом выполнено большое количество работ, развивающих теорию предварительно напряженного железобетона, методы его расчета

и конструирования, а также технологию его изготовления.

Широкому кругу специалистов хорошо известен капитальный труд В. В. Михайлова «Предварительно напряженные железобетонные конструкции», вышедший уже вторым изданием в СССР, а также опубликованный в Англии.

Вся многолетняя научно-инженерная деятельность В. В. Михайлова характеризуется чрезвычайной разносторонностью и при этом теснейшей связью между теоретическими разработками и внедрением их в широкую строительную практику.

В. В. Михайловым предложен метод непрерывного армирования предварительно напряженных конструкций, который основан на применении высокопроизводительных автоматов-агрегатов и позволяет сократить расход металла, уменьшить трудозатраты на изготовление конструкций, а также придать им новые качества.

К настоящему времени под руководством В. В. Михайлова созданы арматурно-намоточные агрегаты для изготовления разнообразной номенклатуры непрерывно армированных конструкций. С применением этих агрегатов организовано производство на конвейерных и агрегатно-поточных линиях конструкций массового применения, таких как панели перекрытий для жилых зданий (ежегодный выпуск достигает 1 млн. м²) и элементов стен силосов зерновых элеваторов.

В. В. Михайлов является автором фундаментальных работ по теории и практике центрифугированного железобетона, что нашло отражение в организации первого производства предварительно напряженных железобетонных опор ЛЭП, а также железобетонной крепи горных выработок в шахтостроении, за что он в 1949 г. удостоен Государственной премии СССР.

Понимая сложность освоения заводского производства предварительно напряженного железобетона, В. В. Михайлов, оставаясь руководителем научной лаборатории, в трудный период по-

Однако следует иметь в виду, что при $\epsilon_k > m\epsilon_T$ (ϵ_T — предел текучести; m — коэффициент условий работы) относительные деформации в формуле (2) следует выразить через ϵ_k и вновь определить высоту сжатой зоны.

Для нахождения несущей способности рассматриваемого стержня служило выражение

$$N_p = \sum_{i=1}^{\frac{nx}{h}} f_{\sigma i} \epsilon_i E_i + E_a \sum_{j=1}^{i=k} f_{\sigma j} \epsilon_j. \quad (4)$$

Практическое использование формул (2) и (4) связано с необходимостью выбора расчетного значения ϵ_p , уточнения величины α для бетонов различных марок и составления программ, обеспечивающих возможность выполнения расчета на ЭВМ. При этом выбор ϵ_p может решаться двойкой — путем накопления нового экспериментального материала, на основе которого можно определить нормативные величины, или путем сопоставления результатов расчета по действующим нормативам и по предлагаемому методу.

Принимая во внимание, что значения коэффициентов запаса, приведенные в СНиП II-21-75, проверены практикой проектирования и строительства, второй путь решения задачи значительно проще первого, поскольку требуются главным образом аналитические исследования.

Помимо универсальности предлагаемый способ расчета позволяет исключить двойственность расчетных формул для нахождения несущей способности по прочности и выносливости, а, принимая во внимание, что новыми формулами фактически строго ограничивается деформативность арматуры, в дальнейшем, вероятно, окажется возможным исключить проверку на трещиностойкость.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред.: Гвоздева А. А., М., Стройиздат, 1978.
2. Евграфов Г. К. Расчет на прочность железобетонных изгибаемых балок в особых случаях. В сб. трудов МИИТ, вып. 252, М., Транспорт, 1968.

слевоенного восстановления хозяйства страны в 1948 г. возглавил строительство завода ЖБИ в Москве и затем в должности главного инженера завода впервые в СССР организовал производство наиболее массовой конструкции — преднапряженных многопустотных панелей перекрытий для жилых зданий.

При непосредственном участии В. В. Михайлова в 1949 г. пущен в эксплуатацию Калининградский завод, на котором впервые было освоено производство преднапряженных железобетонных шпал и балок, армированных высокопрочной проволокой. Вскоре был организован выпуск железобетонных шпал на заводах в Запорожье и Жданове.

Результатом развития этих работ в современных условиях явилось создание В. В. Михайловым в 70-х годах принципиально новой конструкции подрельсового основания для магистральных железных дорог — предварительно напряженных железобетонных малогабаритных рам, предназначенных заменить обычные шпалы, не соответствующие неизбежному повышению грузонапряженности пути. К настоящему времени накоплен положительный опыт эксплуатации участков дороги с малогабаритными рамами и ведется подготовка к организации механизированного заводского производства таких конструкций.

В. В. Михайловым и его учениками создана и экспериментально проверена теория объемно предварительно напряженного железобетона, на основе которой разработаны конструкции повышенной несущей способности, в частности примененные в качестве колонн станций метрополитена в Тбилиси.

Предложенный В. В. Михайловым метод изготовления напорных железобетонных труб гидропрессованием получил широкое распространение в мировой практике.

Особое место в деятельности В. В. Михайлова занимает проблема создания самоупроченного железобетона, основанного на применении нового вида вяжущего — самоупрочающего цемента (НЦ).

Прообразом НЦ явился ранее предложенный В. В. Михайловым водонепроницаемый расширяющийся цемент (ВРЦ), применявшийся с конца 40-х годов в течение более 20 лет при возведении тоннелей метро для зачеканки швов между тубингами с целью гидроизоляции и полностью заменивший дорогостоящий, дефицитный и токсичный свинец. За создание и применение ВРЦ В. В. Михайлов в 1950 г. удостоен второй Государственной премии СССР.

В самоупроченном железобетоне предварительные напряжения в арматуре и бетоне создаются без применения ме-

ханических устройств или электронагрева, за счет проявления химической энергии в процессе твердения и расширения бетона, вяжущим компонентом которого служит самоупрочающий цемент, предложенный и изученный коллективом авторов во главе с В. В. Михайловым. При этом упрощается технология изготовления железобетонных изделий, обеспечивается двух- и трехосное преднапряжение конструкции, достигается высокая плотность бетона, характеризующаяся повышенной водо-, газо- и бензонепроницаемостью.

Промышленный выпуск самоупрочающего цемента, организованный в соответствии с решениями XXV съезда КПСС, составил за минувшую пятилетку более 250 тыс. т.

За последние 10 лет самоупроченный железобетон на основе НЦ применен в различных областях строительства: при возведении емкостных и подземных сооружений различного назначения, дорожных и аэродромных покрытий, плавательных бассейнов, беговых конькобежных дорожек и полей с искусственным ледовым покрытием, в оболочке диаметром 160 м покрытия гаража, напорных труб, элементов объемно-блочного домостроения, панелей безрулонных кровель и др.

Важную роль сыграло применение самоупроченных конструкций в строительстве и реконструкции крупнейших спортивных сооружений для Олимпиады-80: стадионов имени Ленина, Динамо и Измайлово в Москве и им. Кирова в Ленинграде. Возможность обойтись без трудоемкой, дорогостоящей и недолговечной оклеечной гидроизоляции позволила получить на строительстве только олимпийских объектов многомиллионную экономию денежных средств, зна-

чительно снизить трудозатраты и сократить сроки строительства.

За создание самоупрочающего цемента и самоупроченного железобетона коллектив авторов во главе с В. В. Михайловым отмечен премией Совета Министров СССР за 1980 г.

В. В. Михайлов — автор более 50 изобретений, часть из которых запатентована за рубежом. Список его печатных работ насчитывает более 150 наименований. Под руководством В. В. Михайлова более 60 человек подготовили диссертации.

Имя В. В. Михайлова хорошо известно за рубежом, где он неоднократно выступал на различных международных форумах. Более 20 лет он состоит действительным членом института самоупроченного железобетона в США и активно участвует в его работе. За заслуги в развитии самоупроченного железобетона В. В. Михайлову, первому из советских ученых, присуждена международная премия ФИП — золотая медаль Фрейсине.

В свои 80 лет В. В. Михайлов полон сил, энергии и творческих замыслов, ведет активную общественную работу. Он почетный председатель Национальной комиссии ФИП, которая была создана по его инициативе и которую он возглавлял около 20 лет, член редколлегии журнала «Бетон и железобетон» со дня его основания, неутомимый пропагандист общества по распространению научных знаний, член нескольких ученых и научно-технических советов.

Заслуги В. В. Михайлова перед советским государством отмечены орденом Ленина и медалями.

Отмечая 80-летие В. В. Михайлова, желаем ему здоровья и новых творческих успехов.

Награды Родины

За выдающиеся успехи, достигнутые в выполнении заданий десятой пятилетки и социалистических обязательств, Президиум Верховного Совета СССР присвоил звание **Героя Социалистического Труда** с вручением ордена Ленина и золотой медали «Сerp и Молот» бригадиру арматурщиков Кишиневского завода железобетонных изделий и крупнопанельного домостроения № 4 треста Стройиндустрия **Буге Вере Петровне**, бригадиру бетонщиков завода крупнопанельного домостроения № 1 Ташкентского домостроительного комбината № 1 **Арипову Исмаилу Халматовичу**.

За успехи, достигнутые в выполнении заданий десятой пятилетки по разработке новых эффективных железобетонных конструкций и прогрессивных методов их изготовления, Президиум Верховного Совета СССР наградил **Научно-исследовательский институт бетона и железобетона** Государственного комитета СССР по делам строительства орденом **Трудового Красного Знамени**.

Монография о коррозии бетона и железобетона и защите от нее

В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев и Е. А. Гузеев.
Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. М., Стройиздат, 1980. 10 000 экз.

Книга представляет собой дальнейшее развитие хорошо известной специалистом монографии В. М. Москвина «Коррозия бетона» (М., Стройиздат, 1952), которая сыграла исключительно серьезную роль в воспитании квалифицированных кадров специалистов по коррозии и защите бетона.

Рецензируемая книга представляет особый интерес, так как позволяет реально оценить прогресс в области теории и практики коррозии бетона и железобетона и мероприятий по ее предотвращению, выявить новые тенденции и проанализировать, опираясь на богатый опыт прошлых лет, важнейшие направления борьбы с коррозией строительных конструкций и сооружений на будущее.

Обращает на себя внимание прежде всего то, что в основе этих монографий лежит научная классификация коррозии. В рамках этой классификации отражены такие коррозионные процессы, которые в период написания первой книги еще не были исследованы (например, щелочная коррозия активного кремнеземистого заполнителя), однако это только увеличивает ценность предложенной классификации.

Рецензируемая книга состоит из 15 глав. В ней подробно рассматриваются случаи коррозии I, II и III видов и достаточно кратко — виды агрессивных сред и характер их воздействия на бетон и железобетон. Излагаются также необходимые сведения о материалах для бетона и железобетона, включая воду для затворения и арматурные стали, а также о текстуре бетона. Большой интерес представляют главы 9—15. В девятой главе дается классификация газов на три группы и с учетом кинетических закономерностей газовой коррозии, а также механизма и особенностей действия газов каждой группы.

Главы 10 и 11 посвящены вопросам коррозии арматуры и защиты от нее. Эти проблемы в ранней монографии В. М. Москвина были опущены. В них анализируются питтинговая коррозия арматуры, электрокоррозия, коррозионное растрескивание некоторых видов сталей, кратко защита арматуры с помощью обмазок и некоторые другие вопросы.

Коррозии бетона и железобетона в морских гидротехнических сооружениях посвящена глава 12. Здесь четко про-

слеживается преемственность данных, изложенных в этой книге и более ранней монографии. Однако и эта глава содержит новые данные о состоянии морских сооружений, причем ее отличает наличие большого иллюстративного материала и убедительных выводов, сделанных на основании обработки результатов обследования бетонов многолетнего хранения.

Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в напряженном состоянии рассматривается в главе 13. Проведенный авторами книги анализ свидетельствует о неоднозначном влиянии напряженного состояния на коррозию бетона и железобетона и о возможности снижения коррозии под напряжением в определенных условиях. Это логически приводит к вопросам такого конструирования конструкций, при котором будет обеспечена повышенная коррозионная стойкость железобетона.

В главе 14 излагаются методы защиты железобетонных конструкций от коррозии различными составами, лакокрасочными покрытиями и изоляционными материалами, а также путем использования облицовок и футеровок. Глава 15 посвящена нормированию агрессивности внешней среды.

Материал книги изложен хорошим языком, без излишних усложнений и без попытки искусственно упростить задачи. Авторы использовали много литературных источников (314 названий) по проблемам коррозии бетона и железобетона и защиты от нее.

По рецензируемой монографии имеются отдельные замечания. Прежде всего такую многоплановую проблему, как коррозия бетона и железобетона и защита от нее, крайне тяжело «втиснуть» в 28 печатных листов. В этих условиях от авторов требовался тщательный отбор материала, поэтому вызывает некоторое удивление наличие в книге малоинформативных иллюстраций, например однотипных рис. 3.4 и 7.13, когда можно ограничиться одним; тривиальных кубиков, потрескавшихся вследствие сульфатной коррозии (рис. 8.10); рис. 9.3, 13.3, 13.9 и некоторых других.

В монографии наряду с достаточно сложными, требующими специальных знаний вопросами, такими, например, как термодинамика коррозии арматуры в бетоне, исследование механизма га-

зовой коррозии бетона, равновесий (и их смещения) в условиях действия углекислоты в присутствии других слабых и сильных электролитов, напряженного состояния железобетона и пр., фигурируют общеизвестные положения. Например, понятия о реакции воды и концентрации водородных ионов (см. стр. 510—511) и некоторые другие, столь же очевидные. Излишне включение в монографию нормативных характеристик. Достаточно было сослаться на соответствующие источники.

По-видимому, авторам требовалось пояснить термин «количественная оценка», без чего некоторые таблицы, в частности таблица 2.5, могут вызвать споры.

Однако сделанные замечания не могут повлиять на безусловно высокую оценку коррозийными специалистами широкого профиля этого труда. Рецензируемая монография станет настольной книгой многих специалистов, занятых проблемами борьбы с коррозией бетона и железобетона у нас в стране и за рубежом, прежде всего в странах СЭВ. В свете сказанного книгу следовало бы отнести и к числу учебных пособий для студентов строительных специальностей вузов, тем более, что ее, несомненно, будут использовать в этих целях. Монография сыграет большую роль в деле подготовки инженерно-технических кадров со специальной подготовкой по коррозии бетона и железобетона и защите от нее. Несмотря на довольно значительный тираж, рецензируемая монография быстро разоидется и возникнет необходимость в ее переиздании.

В. Б. РАТИНОВ, д-р хим. наук, проф.

Легкий бетон в США

В соответствии с планом работы рабочей группы «Строительные материалы и конструкции» совместной советско-американской Комиссии по сотрудничеству в области жилищного и других видов строительства в июне 1980 г. в США состоялся советско-американский семинар по применению легких бетонов в несущих и ограждающих конструкциях.

На рабочих заседаниях были заслушаны и обсуждены 10 докладов советских и американских специалистов. После окончания работы семинара делегация советских специалистов была ознакомлена с современным опытом США в области производства и применения легких бетонов.

В докладах американских специалистов были рассмотрены вопросы производства и применения высокопрочных легких бетонов, расчета теплотехности многослойных стеновых конструкций, учета тепловой инерции стен и т. д.

В начале текущего столетия американец С. Хайд предложил способ получения пористых материалов обжигом сланцев во вращающихся печах и в 1916 г. ему был выдан патент. С 1916 по 1922 г. в США в связи с недостатком в металле было построено более 100 судов из легкого бетона. Обследование некоторых из них через 60 лет после постройки наглядно подтвердило высокую долговечность конструкций. Участникам семинара были продемонстрированы образцы бетона и арматуры с корабля «Селма», построенного в июне 1919 г.

Производство пористых заполнителей в США постоянно росло, особенно в 50-е и 60-е годы. В 1973 г. в стране насчитывалось около 200 предприятий, в том числе 66 заводов по производству заполнителей типа керамзита, 20 установок по вспучиванию шлака и 3 предприятия по изготовлению зольного гравия. В 1973 г. было произведено около 17 млн. т пористых заполнителей, в том числе типа керамзита — 12 млн. т.

В 1974—1976 гг. произошел спад производства из-за роста цен на нефтепродукты и ужесточения законов по защите окружающей среды. В этих условиях смогли продолжить существование только крупные предприятия с низкой удельной энергоемкостью производства и эффективными очистными сооружениями. По данным американских экспертов, в настоящее время в США работает только 40 предприятий по выпуску заполнителя типа керамзита общей мощностью около 8 млн. т в год. Заводы работают в основном по сухому способу подготовки сырья, средняя производительность предприятий 200 тыс. т в год.

Поскольку в США пористый заполнитель применяют преимущественно для конструктивных бетонов, то его произ-

водят более тяжелым, чем в СССР. Обычно выпускают гравий объемной массой 700—1200 кг/м³ (500—900 кг/м³ в насыщенном состоянии). Повышенная объемная масса заполнителя, использование в качестве сырья глинистых сланцев, аргиллитов и сухарных глин с малым влагосодержанием и другие факторы приводят к меньшему, чем в СССР, расходу тепла на его производство — около 700—800 ккал/кг (или, в пересчете на 1 м³ продукции, 70 кг условного топлива). Средняя себестоимость 1 м³ заполнителя примерно на 20% выше стоимости природных заполнителей. Однако несмотря на это и на повсеместное наличие природных заполнителей, применение легких бетонов в строительстве США экономически эффективно.

В отличие от принятого в СССР направления на снижение объемной массы легких бетонов для ограждающих конструкций с повышенными теплоизолирующими характеристиками, для США характерно применение высокопрочных легких бетонов марок до М700 в ответственных несущих конструкциях: колоннах и плитах перекрытий высотных зданий, мостах, большепролетных перекрытиях и т. д. В ограждениях используют преимущественно пустотные блоки из легких бетонов.

Экономия достигается благодаря существенному снижению собственной массы конструкций и соответственно расхода арматурной стали, повышению морозостойкости и огнестойкости конструкций, улучшению теплофизических характеристик.

Особый интерес представляет широко используемая в США реконструкция зданий для увеличения их этажности при сохранении фундамента и основных несущих конструкций, а также реконструкция мостов для расширения проезжей части при сохранении основных пролетных строений и опор. По данным фирмы «Солайт Корпорейшн», реконструкции и ремонту подлежат более 31 тыс. мостов в США, что при использовании легких бетонов даст значительный экономический эффект в результате увеличения их пропускной способности при одновременном повышении долговечности сооружений. Наглядным примером может служить мост длиной 7 км через залив Чезапик, сооруженный в 1952 г. с применением легкого бетона прочностью 250 кгс/см² на основе пористого заполнителя «Солайт». Проведенная в 1975 г. реконструкция моста показала, что эксплуатация в течение 23 лет в достаточно суровых условиях влажного морского климата практически не отразилась на свойствах легкого бетона.

В Чикаго делегация посетила строительство 67-этажного административного здания, представляющего собой стальной каркас в сочетании с монолитными

перекрытиями из легкого бетона. В качестве несъемной опалубки используют профилированный металлический настил с ребристыми боковыми поверхностями и анкерными штырями для обеспечения совместной работы с бетоном. Перед укладкой бетона на настил устанавливают однорядные арматурные сетки из проволоки диаметром 6 мм с ячейкой 150×150 мм. Легкий бетон объемной массой 1800 кг/м³ на пористом заполнителе «Гравелайт» укладывают без помощи вибротехники, используя суперпластификаторы и добавки золы-уноса. Бетон разравнивают деревянным брусом по маякам с последующей отделкой шлифовально-затирочной машиной.

Советские специалисты ознакомились с производством преднапряженных пустотных плит настила «Дайкор» из легкого бетона прочностью 350 кгс/см² при объемной массе 1760 кг/м³. Завод оснащен четырьмя линиями по производству плит длиной 150 м каждая. Принцип изготовления плит экструзионным способом достаточно хорошо известен высокой производительностью труда и качеством изготавливаемой продукции.

Энергетические проблемы вызвали значительный интерес у американских специалистов к опыту использования пористых заполнителей для получения бетонов с повышенными теплоизолирующими свойствами. Вопросам теплотехнических расчетов и научным исследованиям в этой области в работе семинара было уделено много внимания. При посещении португальской ассоциации в г. Скокки делегация ознакомилась с работой испытательной термокамеры по изучению теплофизических свойств фрагментов стен размером до 2,5×2,5 м. Достоинством камеры является возможность задания динамического температурного режима, что создает наиболее близкие к реальным условия и позволяет определить тепловую инерционность различных конструкций. Для массовых и экспериментальных определений теплопроводности бетонов американскими специалистами разработан метод нагретой проволоки с использованием линейного источника тепла, отличающийся достаточно высокой точностью измерений.

Из перспективных направлений исследований в области легких бетонов следует выделить работы над созданием плавучих энергетических установок, включающих в себя вертикальную трубу для циркуляции воды длиной более 1000 м и диаметром до 3 м. Предполагается, что труба будет выполнена из особо легкого бетона объемной массой 1200 кг/м³ и прочностью 300 кгс/см².

Участие советских специалистов в семинаре подтвердило заинтересованность обеих сторон в дальнейшем обмене информацией. Советским специалистам интересен опыт США в области изготовления и применения высокопрочных легких бетонов, американским — опыт СССР в области теплоизоляционных и конструктивно-изоляционных бетонов. На основе взаимного сотрудничества было решено составить совместные рекомендации и продолжить практику проведения советско-американских семинаров.

В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ,
канд. техн. наук

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.075.23:725.4

Костюковский М. Г., Кормер Б. Г. Двухавровые колонны для промзданий без мостовых кранов. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 4—5

Приведены результаты технико-экономического анализа двухавровых, прямоугольных и пустотелых колонн для одноэтажных промзданий без мостовых кранов. Даны описание конструкции разработанных двухавровых колонн и их номенклатура. Ил. 1, табл. 2.

УДК 69.024.81

Влияние плит на несущую способность и жесткость ригелей/В. И. Саунин, В. С. Мартемьянов, В. А. Селиванов и др. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 7—8

Проведенные испытания фрагментов перекрытия показали существенное влияние сборного настила на несущую способность и жесткость ригелей перекрытия. Приведены методика проведения эксперимента и оценка влияния на эффект разгружающего действия различных видов типовых конструктивных связей между ригелями и плитами. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 624.154:666.973.2:666.64—492.3

Керамзитобетонные сваи для промышленного и гражданского строительства/В. А. Якушин, Е. В. Кубашов, У. А. Ямлеев, Ю. А. Ляхов. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 8—10

Изложен опыт производства и применения керамзитобетонных свай на объектах Главульяновскстроя. Отмечается, что применение керамзитобетона пониженной объемной массы ведет к снижению себестоимости свай и обеспечивает лучшие условия их работы по сравнению со сваями из тяжелого бетона. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 691.327:539.4:624.132.35

Киселев О. И., Русаков Б. В. Связь статической прочности бетонов с их взрывостойкостью. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 10—11

Исследована зависимость взрывостойкости бетонов от их прочности на одноосное сжатие. Показано, что максимальную взрывостойкость имеют бетоны прочностью от 40 до 50 МПа. Взрывостойкость достаточно резко падает как при уменьшении, так и при увеличении прочности за эти пределы. Даны рекомендации по возможным способам повышения взрывостойкости высокопрочных бетонов. Ил. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 691.327:543.54

Экспериментальный метод оценки капиллярно-пористого строения бетона/Г. И. Горчаков, И. И. Лифанов, В. И. Иванов, Э. Н. Юрченко. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 11—12

Описан экспериментальный способ количественной оценки капиллярно-пористого строения тяжелого бетона исходя из результатов его исследования калориметрическим методом и по водопоглощению. С помощью предложенного метода получены данные о капиллярно-пористом строении бетона. Сопоставлены результаты определения пористости бетона, полученные по предложенному и экспериментально-расчетному методами показано, что расхождение данных вполне удовлетворительно. Ил. 2, табл. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 693.554.6:621.791

Фридман А. М., Зборовский Л. А. Сварка арматуры из горячекатаной и термически упрочненной стали. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 13—14

Рассмотрены особенности сварки горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры классов А-III, Ат-IIIС, Ат-IVС, А-V и А-VI. Приведены данные по выбору технологии и режимов сварки с использованием материалов Инструкции СН 393-78. Список лит.: 3 назв.

УДК 691.87:693.554

Артемьев В. П., Арсланбеков М. М. Выбор классов арматуры при смешанном армировании. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 14—15

Приведен вывод зависимостей для определения при смешанном армировании рациональных соотношений между классами ненапрягаемых и напрягаемых стержней и степенью преднапряжения последних. Задача решена с учетом «зуба» на диаграмме $\sigma_{вц} - \epsilon_{вц}$, обусловленного потерями от релаксации напряжений в напрягаемой арматуре и с учетом коэффициента $m_{а4}$. Ил. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 693.542.52

Соловьев А. А., Сапелин Н. А., Беренгольдц Л. Г. Испытания роторного бетоносмесителя с повышенной скоростью смешивающего механизма. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 16

Приведены результаты заводских испытаний роторного бетоносмесителя СБ-93 с увеличенной в 2 раза (40 об/мин) скоростью смешивающего механизма. В результате прочность бетона повышается на 18—37%, производительность бетоносмесителя — в 1,5 раза. При этом потребляемая мощность электродвигателя возросла в 4 раза, затраты энергии в связи с увеличением производительности — в 2,6 раза. Ил. 1, табл. 1.

УДК 666.9.055

Б. В. Соловьев, В. И. Кудрявцев, Б. М. Змеев, Г. О. Гвасалия. Формовочная машина для изготовления многопустотных панелей перекрытий. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 17

В формовочной машине показан процесс формирования на конвейерной линии как многопустотных, так и сплошных панелей перекрытий. Ил. 1

УДК 624.073.7

Додонов М. И. О выборе формы поперечного сечения стального профилированного настила. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 20—21

На основе анализа работы настила в стадии укладки по нему бетонной смеси, а также в стадии работы настила в составе железобетонного перекрытия решается вопрос о выборе оптимального поперечного сечения настила при сохранении постоянного значения толщины стального листа. С учетом стоимости материалов, их прочностных характеристик и величины временной нагрузки разработаны формулы для соотношения между шириной верхней и нижней полок и между шириной волны с высотой настила. Ил. 1.

УДК 658.588.69.002.5

Мионов А. А., Бакулина Г. В. О нормативах стоимости ремонта оборудования. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 21—22

По новой системе ведения ППР в отличие от действующей исключен из цикла средний ремонт, пересмотрен состав и объем ремонтных работ, расширено понятие технического обслуживания. Приведены новые нормативы стоимости ремонтов оборудования по системе ППР, учитывающие новые цены на материалы, вводимые с 1.01.1982 г. Табл. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 691.322

Липей О. А., Крылов Б. А., Дмитриев А. С. Заполнители из дробленого бетона. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 22—24

Показано, что дробленый бетон можно использовать в качестве крупного заполнителя во вновь приготавливаемых бетонах без заметного снижения их качества. Такие бетоны имеют достаточно высокие показатели по прочности на сжатие, растяжение и морозостойкости. Однако дробленый бетон необходимо применять в сочетании с пластифицирующими добавками. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 624.071.3:539.4

Андреев В. Г. Прочность внецентренно-сжатых стержней. — Бетон и железобетон, 1981, № 5, с. 26—27

Приведены результаты экспериментального определения напряженного состояния нормального сечения и даны предложения по находящему несущей способности с учетом гипотезы плоских сечений. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

CONTENTS

Kostyukovsky M. G., Kormer B. G. H-beam columns for industry buildings without bridge cranes
Gabrusenko V. V., Trebesov A. E., Puf L. V. Development of structures for trusses without diagonals
Saunin V. I., Martemjanov V. S., Selivanov V. A., Klevtsov V. A., Kodysh E. N. Slabs influence on bearing capacity and rigidity of collar beams
Yakushin V. A., Kubashov E. V., Yamleev U. A., Lyakhov Yu. A. Keramzit concrete piles for industry and civil construction
Gorchakov G. I., Lifanov I. I., Ivanov V. I., Yarchenko E. N. Assessment of capillary and porous structure of concrete
Kiselev O. I., Rusakov B. V. The interrelation between static strength of concretes and their explosion-proofness
Artemiev V. P., Arslanbekov M. M. Choice of reinforcement classes on mixed reinforcing
Fridman A. M., Zborovsky L. A. Welding of reinforcement from hotrolled and heat treated steel
Solovjev A. A., Sapelin N. A., Berengoldts D. G. Rotor concrete mixer with a higher speed of mixing
Solovjev B. V., Kudryavtsev V. I., Zmev B. M. Moulding machine for manufacturing multy-hollow panels of floors
Travkin E. M. Calculation of inserts on an action of twisting moment
Dodonov M. I. Shape selection for cross-section of steel profiled floor
Andreev V. G. Strength of eccentrically-compressed bars

CONTENU

Kostukovsky M. G., Kormer B. G. Les colonnes en double T pour les bâtiments industriels sans ponts roulants
Gabrussenko V. V., Trebessov A. E., Rouph L. V. Le perfectionnement des structures des fermes sans entretoises
Saounine V. I., Martemjanov V. S., Selivanov V. A., Klevtsov V. A., Kodysh E. N. L'influence des dalles sur la capacité portante et sur la rigidité des sous-poutres
Jakouchine V. A., Koubachov E. V., Jamleev Ou. A., Ljakhov Y. A. Les pilotes en béton de këramsite pour la construction industrielle et civile
Gortchakov G. I., Liphonov I. I., Ivanov V. I., Yourichenko E. N. L'évaluation de la structure capillaire-poreuse du béton
Kisselev O. I., Roussakov B. V. Le rapport de la résistance statique des bétons avec leur résistance aux explosions
Artemjev V. P., Arslanbekov M. M. Le choix des types des armatures pendant le renforcement mixte
Phridmann A. M., Zborovsky L. A. Le soudage des armatures faites en acier lamine à chaud et durci thermiquement
Solovjev A. A., Sapeline N. A., Berengoldts D. G. Le malaxeur à béton à rotors avec la vitesse élevée de malaxage
Solovjev B. V., Koudrjavtsev V. I., Zmev B. M. La machine de formage pour la production des panneaux à plusieurs vides pour les recouvrements
Travkine E. M. Le calcul des détails sur l'action du couple de torsion
Dodonov M. I. Le choix de la forme de la section transversale de platelage profilé en acier
Andreev V. G. La résistance des barres comprimées hors du centre

INHALTSVERZEICHNIS

Kostukowski M. G., Kormer B. G. Säulen mit doppel-T-förmigem Profil für Industriegebäude ohne Brückenkräne
Gabrussenko W. W., Trebessow A. E., Ruf L. W. Vervollkommnung der Konstruktionen für strebenlose Fachwerkkträger
Saunin W. I., Martemjanow W. S., Selivanow W. A., Klewzow W. A., Kodysh E. N. Einfluss der Platten auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit von Riegeln
Jakuschin W. A., Kubaschow E. W., Jamlejew U. A., Ljachow Ju. A. Keramsitbetonpfähle für Industriebau und gesellschaftliches Bauen
Gortschakow G. I., Lifanow I. I., Ivanow W. I., Jurtschenko E. N. Beurteilung der kapillarporösen Struktur des Betons
Kisseljew O. I., Russakow B. W. Verbindung der statischen Festigkeit von Betonen mit ihrer Explosionssicherheit
Artemjew W. P., Arslanbeckow M. M. Auswahl der Bewehrungsklassen beim gemischten Bewehren
Fridman A. M., Sborowski L. A. Schweißen der aus warmgewalztem und thermisch behandeltem Stahl hergestellten Bewehrung
Solowjew A. A., Sapelin N. A., Berengoldtz D. G. Rotorbetonmischer mit erhöhter Mischungsgeschwindigkeit
Solowjow B. W., Kudrjawzew W. I., Smejew B. M. Formgebungsmaschine für die Herstellung von Deckenplatten mit mehreren Hohlräumen
Trawkin E. M. Berechnung der Einlege-teile auf Wirkung des Torsionsmomentes
Dodonow M. I. Auswahl der Form für den Querschnitt der profilierten Belagplatte aus Stahl
Andrejew W. G. Festigkeit von aussermittigt gedrückten Stäben

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, А. С. Векшин, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Деменюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, 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 Сангурова Е. Л.

Корректор Стигнеева О. В.

Сдано в набор 13.03.81
 Формат 60×90^{1/8}
 Тираж 18 125 экз.

Печать высокая

Подписано в печать 10.04.81

Усл. печ. л. 4,0

T-06450
 Уч.-изд. л. 5,35
 Заказ 192

Адрес редакции:
 101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская, 23а
 Тел. 258-18-54, 258-24-76

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

К сведению авторов

Направляемые в редакцию рукописи статей должны удовлетворять следующим требованиям:

1. Рукописи представляются **в двух экземплярах** и сопровождаются необходимой документацией.
2. Содержание статьи излагается предельно кратко и ясно, с практическими рекомендациями и выводами. Объем рукописи не должен превышать **6 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала**, включая таблицы, выводы и список литературы. Формулы следует писать разборчиво, выделяя латинские и греческие буквы. Все имеющиеся по тексту формулы необходимо разборчиво и с указанной разметкой выписать (и пронумеровать) на отдельном листе стандартного формата в порядке их расположения по тексту статьи. Между отдельными формулами следует оставлять интервал в 4—5 строк. Иллюстративный материал (3—4 рисунка, фото на глянцевой бумаге) также представляется **в двух экземплярах**. Графики и схемы должны быть четкими, не перегруженными излишними линиями, обозначениями и размерами. Все позиции на рисунке следует нумеровать цифрами и выносить их в подрисуночные подписи (прилагаются на отдельном листе).
3. Таблицы должны быть компактными, по возможности упрощенными и не дублировать информации, содержащейся на графиках.
4. Ссылки на рисунки, таблицы и литературу следует приводить в тексте статьи. Список литературы должен быть ограничен **4—5 названиями**, он входит в объем статьи.
5. Рукопись (в первоначальном виде и после доработки) должна быть обязательно подписана всеми авторами. При отправке рукописи в редакцию необходимо сообщить фамилии, имена, отчества всех авторов (по паспортным данным), домашние адреса с шестизначным индексом, место работы, телефоны.
6. Следует представлять в двух экземплярах отпечатанный на машинке реферат объемом **3—4 предложения**

Материалы, не удовлетворяющие указанным требованиям, редакция не рассматривает и не возвращает.

**В 1981—1982 гг.
ВЫЙДУТ В СВЕТ
СБОРНИКИ ТРУДОВ НИИЖБ**

1. Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций. Под ред. Б. Н. Мизернюка.
2. Новое в технологии и свойствах легких бетонов. Под ред. Н. А. Корнева, Р. К. Житкевич.
3. Структурообразование бетона и физико-химические методы его исследования. Под ред. З. М. Ларионовой.
4. Новые исследования по технологии, расчету и конструированию железобетонных конструкций. Под ред. Н. Н. Коровина, Б. А. Крылова.
5. Научные исследования в области жаростойкого бетона. Под ред. Б. А. Крылова.
6. Научные исследования в области защиты бетона и железобетона от коррозии. Под ред. В. М. Москвина, Ю. А. Саввиной.
7. Исследования конструкций из бетонов на пористых заполнителях. Под ред. Ю. В. Чиненкова.
8. Исследование и применение напрягающего бетона и самонапряженных железобетонных конструкций. Под ред. В. В. Михайлова.
9. Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А. А. Гвоздева, Ю. П. Гущи.
10. Предварительно-напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений. Под ред. Г. И. Бердичевского.
11. Новое в технологии жаростойких бетонов. Под ред. К. Д. Некрасова.
12. Бетон тяжелый и его разновидности. Под ред. Л. А. Малининой.
13. Коррозионно-стойкие бетоны и железобетонные конструкции. Под ред. С. Н. Алексеева, Ю. А. Саввиной.
14. Вопросы технологии и конструирования железобетона. Под ред. Н. Н. Коровина, Б. А. Крылова.

Заказы на издания НИИЖБ следует направлять по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, ОНТИ НИИЖБ