

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН



6 · 1982





Оборудование для бетонных работ

На тематической выставке «Передовая технология и механизация производства бетонных работ» на ВДНХ СССР экспонировалось новое оборудование.

Смесительно-нагнетательный агрегат «Пульсар-1000» предназначен для приготовления бетонов и растворов подвижностью 2—8 см по конусу СтройЦНИЛа и максимальной величиной фракции 50 мм при температуре не ниже 5°C и для транспортирования их по трубам и шлангам с помощью сжатого воздуха к месту укладки.

Агрегат состоит из рабочей емкости, внутри которой установлен побудитель с жестко закрепленными на валу лопастями. Рабочие смеси подаются по бетоноводу, представляющему собой гибкий трубопровод, состоящий из шлангов, соединяющихся между собой с помощью специальных муфт. Все узлы агрегата установлены на сварной раме. Пусковая аппаратура смонтирована на панели, расположенной внутри электрошкафа. Электрооборудование содержит автоматический выключатель, реверсивный магнитный пускатель и трехнопочный пост управления.

Принцип работы следующий. В рабочую емкость через загрузочный люк поступает готовая бетонная смесь или составляющие компоненты, которые при вращении побудителя тщательно перемешиваются, что обеспечивает высокое качество транспортируемого материала, после чего загрузочный люк герметично закрывается крышкой.

От компрессорной станции в рабочую емкость поступает сжатый воздух, под давлением которого бетонная смесь подается через выходное отверстие по бетоноводу. При вращении побудителя дозирующая лопасть, установленная над отверстием, разделяет бетон на порции, а воздух, подаваемый в выходной патрубок, насыщает и создает в нем воздушные пробки, благодаря чему в бетоноводу создается поток из чередующихся бетонных и воздушных порций, что позволяет транспортировать бетонную смесь на значительную высоту и дальность. Гаситель на конце бетоновода отделяет материал от воздушных пробок и снижает реактивные силы на выходе из бетоновода.

Техническая характеристика

Производительность, м ³ /ч	8
Вместимость емкости, л	1000
Установленная мощность, кВт	7,5
Скорость вращения вала побудителя, об/мин	30
Максимальное рабочее давление, МПа	0,7
Дальность транспортирования, м:	
по вертикали	40
по горизонтали	150
Габариты, мм	2500×1200×1500
Масса, кг	1345

Мобильный агрегатированный комплекс «Мак-Бетон» предназначен для приготовления бетонных и растворных смесей непосредственно на строительных площадках с учетом возможности перебазировки его с одной строительной площадки на другую. При этом технологическое оборудование не демонтируется и не требует переналадки.

Монтаж комплекса на рабочей площадке (5×17 м²) производится с минимальными трудозатратами (не более 10 чел.-дн.). В отличие от других установок отечественного и зарубежного производства комплекс компактен и мобилен. Для безопасности при работе доступ к рабочим механизмам исключается автоматической блокировкой дверей и люков.

Комплекс «Мак-Бетон» является машиной закрытого типа с обогревом, выполненной в виде полуприцепа к седельному тягачу. Основой комплекса является каркас, представляющий собой сварную конструкцию, на которой смонтированы все технологическое оборудование, а также все системы.

Цемент загружается по цементопроводу, расположенному в силосе цемента, в нижней части которого смонтирован шнековый питатель. Для дозирования воды, добавок, цемента

и инертных используется комплект весовых технологических дозаторов типа ВДБ-250. Отдозированные заполнители транспортируются в бетоносмеситель ленточным конвейером. Готовая бетонная (растворная) смесь выгружается непосредственно в самосвал, автобетононасос или автобетоновоз через конвейер выдачи.

Технологическая электрическая система обеспечивает работу комплекса в автоматизированном (основном), дистанционном с пульта управления (аварийном) и местном (ремонтном, наладочном) режимах. Система подачи воды и растворов в воде добавок в смеситель обеспечивает работу комплекса по наружной, внутренней и комбинированной схемам водопитания. Затворы бетоносмесителя и комплекта весовых технологических дозаторов приводятся в действие сжатым воздухом от индивидуальной компрессорной установки.

Техническая характеристика

Производительность, м ³ /ч, при работе в непрерывном автоматическом режиме	До 22
Система управления	Автоматизированная
Вместимость склада заполнителей, м ³ , при высоте отсыпки 6 м	125
Количество фракций заполнителей	4
Максимальная крупность заполнителей, мм	70
Вместимость склада вяжущих, т (М ³)	26(19)
Вместимость для воды, м ³	10
Тип смесителя	С-773
Вместимость смесителя, л	550
Объем готового замеса, л	375
Количество замесов (бетона) в час	60
Время перемишивания, с:	
бетона	40
раствора	55
Время подготовки в рабочем положении, ч	6
Время подготовки в транспортное положение, ч	8
Скорость движения при транспортировке, км/ч	До 50
Тягач	КрАЗ-258
Комплект весовых дозирующих систем типа ВДБ-250	2
Установленная мощность электрооборудования, кВт	39,9
Установленная мощность электродвигателей, кВт	53,5
Рабочее давление, кгс/см ²	5—6
Габариты, мм:	
в рабочем положении	1850×3200×9540
в транспортном положении	21900×3200×4000
Обслуживающий персонал	1 оператор
Масса, кг	25000

Пневматический бетононасос БНП-4 предназначен для транспортирования по шлангам и трубам бетонных и растворных смесей, керамзита, песка и других материалов. Он состоит из медленно вращающегося ротора с четырьмя отсеками, который помещен между двумя фланцами и обечайкой. В верхней части корпуса насоса над отверстием крепится приемный бункер, через который загружаются отсеки бетоном. Во фланцах предусмотрены отверстия для подвода сжатого воздуха из пневмосистемы. В нижней части корпуса имеется выходное отверстие для бетона. Привод ротора осуществляется от двигателя посредством ременной передачи и червячного редуктора.

Бетононасос, укрепленный на жесткой сварной раме, работает следующим образом. Бетон из загрузочного бункера через отверстие заполняет один из четырех отсеков ротора. Так как ротор равномерно вращается, то через определенный промежуток времени данный отсек ротора соизмеряется с разгрузочным отверстием. Порция бетона из этого отсека под действием сжатого воздуха, подаваемого через отверстие во фланце, выталкивается в патрубок. Затем эта порция продвигается по бетоноводу под действием сжатого воздуха, подаваемого в бетоновод на выходе из патрубка через воздухопровод. Работа установки производительностью 8—10 м³/ч — непрерывная.

Более подробные сведения можно получить в производственном объединении Строймаш Минпромстроя БССР: 220033, Минск, ул. Рыбалко, 26.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!	
<i>Малашкина Э. С., Швейко Н. В.</i> Нормативно-чистая продукция в оценке деятельности предприятий	2
Экономия ресурсов	
<i>Вейгель П. В., Королев В. В., Петров Д. М.</i> Эффективное армирование панелей перекрытий	4
Конструкции	
<i>Байков В. Н., Алмазов В. О., Бойко В. Г.</i> О работе изгибаемых элементов при отрицательных температурах	6
<i>Кизирия Г. В., Гвинчидзе Г. И.</i> Учет ползучести бетона в статически неопределимых мостовых конструкциях	8
Бетоны	
<i>Сахаров Г. П., Логинов Э. А.</i> Структурная прочность ячеистого бетона	10
<i>Коган Е. А., Шабаева Н. Е., Филиппова Н. И.</i> Влияние масштабного фактора на прочность бетона при раскалывании	12
<i>Сизов В. П.</i> О «структурных» характеристиках тяжелого бетона	14
Заводское производство	
<i>Воробьев Х. С., Гонтарь Ю. В., Чалова А. И., Сергейкина Е. М.</i> Прогрессивные способы отделки крупноразмерных стеновых изделий из ячеистых бетонов	16
<i>Руденко И. Ф., Лавринев П. Г., Кузин В. Н.</i> Оптимальные параметры безвибрационного роликового формирования плоских изделий	17
Строительное производство	
<i>Данилов Н. Н., Наумов С. М., Минаков Ю. А.</i> Стальная термоактивная опалубка	19
Вопросы экономики	
<i>Дикаревский В. С., Продоус О. А., Якубчик П. П.</i> Назначение оптовых цен на напорные трубы в зависимости от шероховатости внутренней поверхности	20
Использование промышленных отходов	
<i>Ермиков Г. И., Мельников Е. Г., Щербаков В. И.</i> Плиты перекрытий из керамзитозолобетона	21
В помощь проектировщику	
<i>Пиридов А. Б., Аробелидзе В. И.</i> Длительная прочность внецентренно-сжатых керамзитобетонных образцов	22
<i>Баранова Т. И., Соколов Б. С.</i> Проектирование перемычек над проходами в колоннах	23
<i>Цейтлин А. А., Голубчик Е. В.</i> К расчету на косой изгиб железобетонных элементов	24
Теория	
<i>Ягуст В. И.</i> О границах области применимости линейной механики разрушения к бетону	25
Долговечность	
<i>Иванов Ф. М., Янбых Н. Н.</i> Длительные испытания бетона в растворах хлористых солей	26
На ВДНХ СССР	
<i>Савенков В. П.</i> XIX съезду ВЛКСМ посвящается	27
Библиография	
<i>Иванов И. А.</i> Монография о физике бетона	28
Информация	
<i>Васильев А. П., Горшкова В. М.</i> Монолитные перекрытия с применением стального профилированного листа	29
<i>Хайдуков Г. К.</i> Симпозиум по армоцементным конструкциям	30

6

[327]

июнь 1982



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

Вологодская областная универсальная научная библиотека

© Стройиздат, 1982

www.vologdskaja

В соответствии с постановлением Госстроя СССР от 3 июня 1980 г. с 1982 г. предусмотрен массовый перевод предприятий строительной индустрии на планирование и оценку деятельности по показателю нормативно-чистой продукции. В журнале № 7 за 1981 г. была опубликована статья А. В. Бульбы «Нормативно-чистая продукция на предприятиях сборного железобетона», в которой были затронуты основные вопросы методики разработки показателя НЧП на предприятиях сборного железобетона. В настоящей статье освещаются дальнейший опыт и некоторые организационно-методические подходы к решению практических задач перевода предприятий отрасли на показатель НЧП.

УДК 69.003:658.53

З. С. МАЛАШКИНА, Н. В. ШВЕЙКО, кандидаты экон. наук (НИИЭС)

НОРМАТИВНО-ЧИСТАЯ ПРОДУКЦИЯ В ОЦЕНКЕ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ПРЕДПРИЯТИЙ

Внедрение показателя нормативно-чистой продукции (НЧП) в практику планирования объема выпуска и производительности труда на предприятиях сборного железобетона является одним из основных направлений дальнейшего совершенствования планового руководства экономикой.

Впервые этот показатель был применен на предприятиях сборного железобетона Главмоспромстройматериалов в 1976 г. За прошедший период производительность труда повысилась на 20,4%; прибыль — на 43%; предприятиями главка освоено 2800 новых видов изделий, сэкономлено более 90 тыс. т цемента и около 15 тыс. т металла, годовая выработка на одного рабочего повысилась в 1,5 раза по сравнению со среднеотраслевой.

Опыт Главмоспромстройматериалов был использован предприятиями сборного железобетона других строительных министерств и ведомств, где заметно улучшилось выполнение плана по объему производства в стоимостном и натуральном выражениях. Причем это увеличение, как правило, не сопровождалось ростом численности работающих. Значительно возросла выработка на одного работающего. Например, после перевода предприятий треста № 61 «Железобетон» Главзапстроя Минстроя СССР выработка на одного работающего, исчисленная по НЧП, возросла на 6%, а по товарной — на 5% по сравнению с 1975 г. В последующие годы происходило дальнейшее увеличение выработки. В целом по предприятиям треста за период 1976—1980 гг. выработка на одного работающего возросла по нормативно-чистой продукции на 4,6%, по товарной продукции — на 2,3%.

Для комплектации объектов строительства различного назначения предприятия сборного железобетона должны поставлять не просто готовую продукцию, а изделия определенной номенклатуры, а планы по номенклатуре, как правило, не выполняются. Опыт показывает, что применение НЧП способствует более успешному выполнению номенклатурного плана в целом и отдельных его позиций. Например, на предприятиях треста № 61 «Железобетон» выполнение плана по номенклатуре сразу после перевода на НЧП возросло на 3,3%. Число позиций, по которым выполнен план, за 5 лет работы в новых условиях возросло почти на 35%.

Если до введения показателя НЧП при невыполнении плана по какому-либо виду продукции предприятия стремились перекрыть этот невыполненный объем за счет других, более материалоемких и менее трудоемких изделий, то сейчас все изделия, соизмеренные по трудоемкости их производства, становятся равноценными. Принципы формирования НЧП созда-

ют равновыгодные условия для выпуска всех изделий и конструкций.

С 1977 г. на предприятиях сборного железобетона введен показатель объема реализации с учетом выполнения обязательств по поставкам продукции. Использование этого показателя и НЧП свидетельствует о росте числа предприятий, выполнивших план по всей номенклатуре и по отдельным видам изделий. Например, выполнение плана по номенклатуре предприятиями сборного железобетона Минстройматериалов Латвии в 1980 г. было выше предыдущего года на 1,5%. Из 19 предприятий Главжелезобетона Минстройматериалов СССР, перешедших на оценку своей деятельности по НЧП в 1980 г., 8 выполнили план по всей номенклатуре, а на остальных этот показатель значительно улучшился.

Практика работы показала, что суммарные затраты труда в расчете на выпуск продукции возрастают при неизменной или уменьшающейся численности работающих. Это объясняется в основном улучшением использования рабочего времени, сокращением потерь целодневных и внутрисменных простоев.

В то же время трудоемкость выпускаемых изделий имеет тенденцию к снижению. Так, на заводах ЖБИ Главзапстроя Минстроя СССР в 1980 г. трудоемкость изготовления изделия по сравнению с 1976 г. снизилась в расчете на 1 р. нормативно-чистой продукции с 0,572 до 0,549 чел.-ч, т. е. на 7%. На предприятиях Главжелезобетона Минстройматериалов СССР снижение трудоемкости за год работы в новых условиях составило около 2%.

За время применения показателя НЧП увеличилась экономия сырья и материалов. Например, по Главжелезобетону Минстройматериалов СССР за 1980 г. было сэкономлено 570 т цемента. Трест № 61 «Железобетон» Главзапстроя Минстроя СССР сберек за год 1196 т цемента и 129 т металла. Фактический расход металла сократился против нормы на 3,5%.

За годы работы в новых условиях фонд заработной платы, пересчитанный на фактический объем продукции на всех предприятиях сборного железобетона, определялся на основе показателя НЧП, при этом ни одно из предприятий не получило замечаний от местных финансовых органов и отделений Госбанка по исчислению фондов материального поощрения и фондов заработной платы. Как правило, темпы роста производительности труда опережали темпы роста средней заработной платы.

Однако иногда наблюдается фактический или скрытый перерасход заработной платы. Например, на Актюбинском заводе ЖБИ Главжелезобетона Минстройматериалов СССР в 1980 г. промышленному персоналу фактически была выплаче-

Трудящиеся Советского Союза! Внедряйте передовой производственный опыт, эффективные формы организации и стимулирования труда!

Слава краснознаменным коллективам, гвардейцам пятилетки!

Из Призывов ЦК КПСС к 1 Мая 1982 года

на заработная плата в сумме 769,5 тыс. р. Скорректированный фонд зарплаты составил 751,5 тыс. р., в результате чего имел место скрытый перерасход в размере 18 тыс. р. Однако это не связано с применением показателя НЧП, а вызвано другими обстоятельствами (в частности, все еще сказывается не изжитая практика корректировки планов «задним числом» в течение отчетного периода).

Таким образом, за годы работы по новому показателю на предприятиях сборного железобетона достигнута более высокая степень выполнения плана, возросли темпы роста объемов производства по сравнению с товарной продукцией. Перевод предприятий на планирование и оценку деятельности по нормативно-чистой продукции способствует освоению эффективных и сложных в изготовлении конструкций высокой степени заводской готовности, а также сокращению сроков комплектации объектов изделиями.

Внедрение показателя НЧП способствует выполнению плана по номенклатуре, снижению материалоемкости изделий, сокращению затоваривания продукцией складов предприятий. Вместе с тем следует отметить, что использование показателя НЧП ужесточает требования к стабильности плановых заданий по номенклатуре и к их выполнению. Изменение плановых заданий по номенклатуре в течение года или невыполнение плана по отдельным ее позициям сказывается на динамике показателя НЧП в большей мере, чем на других показателях.

Постановление Госплана СССР предусматривает массовый перевод в 1982 г. предприятий строительной индустрии на планирование и оценку деятельности по показателю НЧП. Из намеченных к переводу предприятий строительной индустрии 70% составляют заводы по производству сборного железобетона.

По вопросу внедрения показателя НЧП к настоящему времени разработаны¹ и выпущены в свет отраслевые Методические указания о порядке разработки и применения в планировании показателя чистой продукции (нормативной) на предприятиях строительной индустрии (утвержденные Госстроем СССР); Нормативы чистой продукции по всем видам продукции строительной индустрии, в том числе для предприятий сборного железобетона (дополнение к Прейскуранту № 06-08); Методические рекомендации по подготовке к переводу промышленности строительных конструкций и деталей на планирование и оценку деятельности по показателю нормативной чистой продукции; Методические рекомендации по анализу и

оценке деятельности предприятий в условиях применения показателя нормативной чистой продукции; Методические рекомендации по подготовке и переводу промышленности строительных конструкций и деталей на планирование и оценку деятельности по показателю нормативной чистой продукции.

Переводу предприятий на оценку деятельности по НЧП предшествовала большая организационно-методическая работа. В министерствах, ведомствах, а также на предприятиях были созданы штабы, центры, группы и бригады, которые консультировали экономические службы по применению показателя НЧП по утвержденным методическим документам. Госстрой СССР, строительные министерства, а также Дома научно-технической пропаганды Москвы и Киева организовали совещания и семинары для руководителей, инженерно-технических работников, служащих и рабочих по методике расчета и практике применения показателя НЧП.

Вместе с тем следует отметить, что на отдельных предприятиях сборного железобетона не были приняты необходимые меры по упорядочению планирования и организации производства, в частности по достижению полной согласованности выданных нарядов-заказов с установленным планом по номенклатуре, а также с планом по товарной продукции, не обеспечена стабильность плана по номенклатуре. Показатели НЧП не используются в полной мере в организации внутризаводского хозрасчета, а также в системе экономического стимулирования.

На многих предприятиях определение коэффициентов чистой продукции, планируемой в стоимостном выражении, происходило по разной методологии.

Переход на планирование и оценку деятельности предприятий по показателю НЧП вызывает необходимость совершенствовать взаимоотношения между заводами-изготовителями и поставщиками сырья и материалов, а также строительными и транспортными организациями.

Следует разработать предложения о материальном стимулировании работников за перевыполнение плана по показателю НЧП с учетом надбавки за качество выпускаемой продукции. Кроме того, необходим дополнительный контроль за использованием фонда заработной платы, а также разработка мероприятий по повышению заинтересованности предприятий в выполнении плана по всей номенклатуре изделий.

Обобщение опыта работы и анализ деятельности в условиях применения показателя НЧП будут способствовать дальнейшему улучшению методологии его применения, а также совершенствованию хозяйственного механизма на предприятиях сборного железобетона.

¹ Ознакомиться с ними можно в ИНИЭС (117832, Москва, просп. Вернадского, 29).

УДК 69.025:666.982.24

П. В. ВЕЙГЕЛЬ, инж. (Таллинский ДСК);
В. В. КОРОЛЕВ, канд. техн. наук; Д. М. ПЕТРОВ, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Эффективное армирование панелей перекрытий

ЦНИИЭП жилища установлена возможность снижения расхода стали в сплошных плитах перекрытий, применяемых в крупнопанельном домостроении (серии III-121, III-90 и др.).

Известно, что плиты, работающие на изгиб, целесообразно армировать по эпюре изгибающих моментов. Ранее был предложен способ подобного армирования, при котором на основную сетку накладывали дополнительную, на 0,25 меньших размеров. Однако при этом расчетная высота сечения рабочей арматуры верхней сетки h_0 была на 6—10 мм меньше, чем основной сетки, и поэтому экономия составляла всего 2—5% при увеличении трудоемкости в 1,5—2 раза. Возможно также применение сеток с рабочими стержнями разной длины в соответствии с расчетной эпюрой изгибающих моментов. Однако для изготовления таких сеток нельзя использовать автоматические сварочные машины.

В связи с этим ЦНИИЭП жилища предложил плиты перекрытий армиро-

вать сетками с укороченными на 0,125 l рабочими стержнями, смещенными через один к противоположным сторонам (рис. 1). Это обеспечило распределение рабочей арматуры по эпюре изгибающих моментов. При этом без ухудшения эксплуатационных качеств панели расход стали снизился на 10%.

На рис. 2 показано изготовление сеток на серийной сварочной машине АТМС-14×75-7 [1—3].

На основе уточненной деформативности панелей, с учетом их переменной жесткости, было сокращено число рабочих стержней при условии соблюдения толщины защитного слоя с нормативными допусками. В результате этого мероприятия в зависимости от серии домов, толщины панелей и условий их опирания расход стали дополнительно снизился на 12—20%.

Поскольку в настоящее время в крупнопанельных зданиях применяются неразрезные цокольные панели внутренних стен и отпала необходимость усиления

плит перекрытия первого этажа над проемами, диаметры продольных крайних стержней были уменьшены с 10 до 4—5 мм, что сократило расход стали на 4%.

Широкое использование кровельных утепляющих плит размером на комнату позволило заменить на верхнем этаже усиленные плиты перекрытия междуэтажными. В результате расход стали на панели перекрытий снизился на 25—40% (1,5—2 кг/м² общей площади здания).

После промышленной проверки на передовых ДСК городов Жуковского, Подольска, Таллина подобное армирование было внесено во все типовые проекты жилых крупнопанельных зданий. Одновременно ЦНИИЭП жилища совместно с Гипростроммашем разработал технологию, необходимое нестандартное оборудование, а также «Рекомендации по освоению эффективного армирования». При наличии в арматурных цехах действующего серийного оборудования, предусмотренного типовыми проектами, для

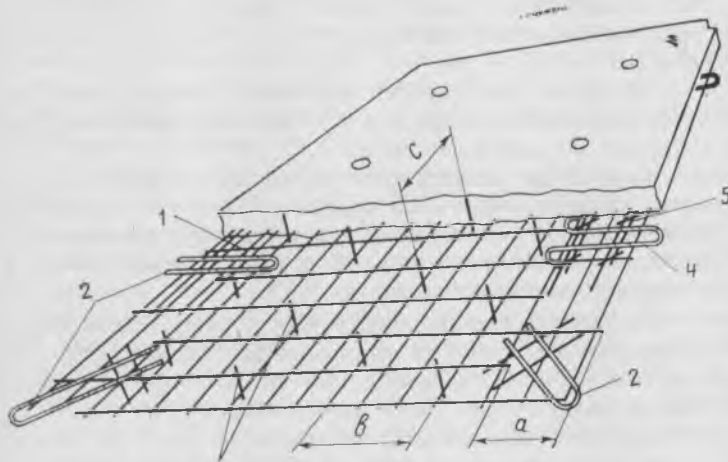


Рис. 1. Схема армирования панелей перекрытий

1 — арматурная сетка с укороченными поперечными стержнями; 2 — монтажные выпуски; 3 — штыревые групповые фиксаторы; 4 — строповочная петля; 5 — наклонные каркасы; a — укорочение стержней, b, c — расстояния между фиксаторами

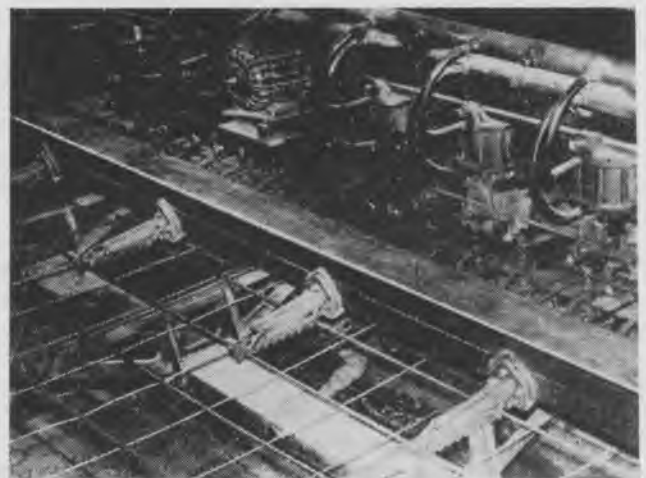


Рис. 2. Сварка сеток с укороченными поперечными стержнями с помощью машины АТМС-14×75-7

освоения эффективного армирования требуются незначительные затраты на изготовление и монтаж дополнительных механизмов к машине АТМС-14×75-7 общей массой около 250 кг [1, 2]. В других случаях необходимо дооснастить арматурные цехи серийным оборудованием для сборки арматурных блоков — вертикальными установками, сварочными клещами, ручными приводными ножницами, а также технологической оснасткой и кондукторами.

При выпуске дополнительной оснастки в механических цехах ДСК используются детали и узлы имеющегося оборудования. На Таллинском ДСК с целью снижения затрат времени на переналадку сварочной машины, вызванные переходом на изготовление сеток разной ширины, величина укорочения поперечных стержней в сетках была унифицирована. Например, для сеток, применяемых в домах серии III-121, укорочение и соответствующее ему смещение стержней составило 390 мм.

Кроме того, были унифицированы шаг продольных стержней в сетках таким образом, что все мелкие сетки являются как бы частью большей. Это позволило без перестановки электродов на сварочной машине выпускать шесть типоразмеров сеток шириной 2250—3170 мм для армирования панелей перекрытий.

На некоторых ДСК возникают трудности при освоении экономичного армирования, связанные с несовершенством принятой на предприятии технологии арматурного производства и с необходимостью частой замены проектных марок и диаметров стали.

В связи с этим целесообразно подробнее рассмотреть особенности освоения указанного армирования на примере опыта передовых ДСК, а также некоторые вопросы дальнейшего совершенствования армирования панелей.

Разработанные типовые проекты изделий с эффективным армированием во многих случаях не учитывают специфические требования технологии данного предприятия, климатические условия района строительства, изменения рабочих чертежей, модернизацию существующего оборудования. В связи с этим при переходе на эффективное армирование следует внести уточнения в типовые чертежи.

Особое внимание необходимо обращать на фиксацию сеток в кассете и местное усиление панелей около проемов и вырезов. Как показали исследования, фиксаторы целесообразно располагать вдоль рабочих стержней сеток с интервалом не более 800 мм (диаметр рабочих стержней не менее 6 мм); в другом направлении, где находятся стержни ди-

аметром 4 мм, — через 400 мм. Изучение опыта применения фиксаторов показало, что штучные фиксаторы (пластмассовые, «лягушки», растворные и т. п.) не обеспечивают соблюдения требуемой толщины защитного слоя.

Наиболее высокое качество фиксации сеток достигается при работе групповых фиксаторов в виде металлических штырей (рис. 1), приваренных на один стержень длиной до 3 м и получивших название «гребенки». Их варивают в сетку вместо нескольких пропущенных стержней.

Подобные фиксаторы с успехом используют на Подольском и других ДСК. В плитах толщиной более 100 мм, где желательно армировать верхнюю зону по конструктивным соображениям, фиксаторами являются плоские двухветвевые каркасы. Роль фиксаторов выполняют и поперечные стержни каркасов.

Каркасы-фиксаторы рекомендуется приварить к сетке только контактно-точечной сваркой в местах, расположенных близко к штырям-фиксаторам, т. е. примерно через 400 мм. Использование для этой цели ручной дуговой сварки запрещено, поскольку возможна подрезка рабочих стержней в одном сечении.

Для обеспечения фиксированного положения строповочных петель и местного усиления панели в этой зоне предлагается применять два наклонных каркаса (см. рис. 1), которые заранее приваривают к петле, а при сборке через свободные концы каркаса — к сетке. Таким образом, происходит точная фиксация петли, связь через металл с сеткой и размещение анкеров в бетоне. В течение четырех лет на Таллинском ДСК вырезов петель в панелях перекрытий не наблюдалось.

Усиление вырезов в направлении рабочей арматуры удобнее и надежнее выполнять отдельными стержнями, принятыми для рабочей арматуры, т. е. диаметром 6—8 мм, класса А-III, в другом направлении — наклонными каркасами с продольными стержнями из той же стали. Каркасы усиливают сжатую и растянутую зоны панели и поэтому обязательны при формировании области около проема. Наклонное расположение каркаса обеспечивает доступ сварочных клещей к пересечениям стержней. Дополнительные стержни и каркасы из стали периодического профиля необходимо приваривать к сетке в двух точках с каждого конца и через 600 мм — в остальной части стержня.

В целях экономии стали и унификации все монтажные выпуски выполнены подобными, а дополнительный стержень усиления является одновременно анкерующим (см. рис. 1). Это особенно

важно для угловых монтажных выпусков, размещенных в ослабленных зонах сеток с укороченными поперечными стержнями. Два анкерующих стержня необходимы для усиления угловых зон панелей. Расположение угловых монтажных выпусков под углом 45° обеспечивает более надежную анкеровку, чем при традиционном размещении анкеров вдоль торцов панели, где часто, особенно при кассетной технологии, бетон имеет рыхлую структуру.

При эффективном армировании панелей перекрытий используются стали малых диаметров, в основном сталь класса А-III, диаметром 6—8 мм и сталь классов В-1, Вр-1, диаметром 4—5 мм. При изготовлении сеток на многоточечных машинах АТМС-14×75-7 следует систематически проверять качество сварки и ни в коем случае не пропускать сеток с пережогом сварных соединений. Кроме качества сварки по ГОСТ 10922—77 рекомендуется оперативно проводить испытания на загиб сварного соединения. При изгибе рукой свободного конца продольного стержня сетки в сторону сварного соединения стержень не должен разрушаться, а зона сварного соединения при качественной сварке — деформироваться, так как изгиб начинается вне зоны сварки. В случае пережога стержень разрушается у зоны сварки.

При изгибе рукой в противоположную от сварки сторону стержень не должен разрушаться, поскольку разрушение указывает на «непровар», что менее опасно для работы панели.

На Таллинском ДСК, освоившем эффективное армирование панелей перекрытий в 1976 г., экономия стали составила 330 т (более 1,5 кг/м² общей площади), годовой экономический эффект — 98,5 тыс. р.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Волков Л. А., Королев В. В. Механизм 7788 для изготовления арматурных сеток с укороченными поперечными стержнями. — Строительные и дорожные машины, 1976, № 12.
2. Глубочик В. Г., Маннинен В. О., Волков Л. А. Производство арматурных изделий на Гатчинском ДСК. — Бетон и железобетон, 1978, № 3.
3. Волков Л. А. Развитие автоматических линий для производства арматурных сеток. — Бетон и железобетон, 1981, № 3.

В. Н. БАЙКОВ, д-р техн. наук, проф.; В. О. АЛМАЗОВ, канд. техн. наук;
В. Г. БОЙКО, инж. (МИСИ)

О работе изгибаемых элементов при отрицательных температурах

Большинство сборных и монолитных железобетонных конструкций статически неопределимо. В момент замыкания температура конструкции отличается от той, при которой она эксплуатируется. Особенно серьезна эта проблема для гидротехнических и промышленных сооружений, работающих в суровых климатических условиях при различной степени водонасыщения.

Стремление обеспечить долговечность конструкции на основе морозостойкого бетона вызывает необходимость экспериментального анализа ее действительного поведения под нагрузкой с учетом температурного фактора. Известно, что морозостойкость конструкции и лабораторных образцов (кубов) не равноценна. СНиП П-21-75 учет влияния силового нагружения на работу конструкции ограничивает введением коэффициента m_{6a} только для расчетов по 1-й группе предельных состояний с уровнем обжатия бетона преднапряженных конструкций $\sigma = (0,35-0,65) R_0$. Напряженное состояние от температурного воздействия и от нагрузки обычно не пропорционально, поэтому коэффициенты пропорциональности (в данном случае m_{6a}) и коэффициент, ограничивающий степень обжатия бетона, не всегда пригодны для обеспечения запаса прочности.

Для простоты анализа и исключения влияния побочных факторов в эксперименте принята одна раз статически неопределимая балка (рис. 1). С помощью ножевых опорных частей и прижимных устройств в период температурного воздействия балка имела две шарнирно-неподвижные опоры. При последующих нагружениях она работала как статически определимая. Задача сводится к установлению усилия, возникающего вследствие несимметричности армирования и наличия упруго-подвижных опор. Изменение расстояния между опорами при температурном воздействии определяли как результат свободного температурного сокращения, поворота концевых сечений из-за разности α_6 и α_a , выгиба балки и темпе-

ратурных напряжений вследствие несмещаемости опор. Величина горизонтальной опорной реакции, с учетом перечисленных факторов, выражается в виде:

$$N_t = \frac{\alpha_6 \Delta t L_p - \frac{(4\mu n + 12\mu' n^2 - 2\mu' n)(\alpha_6 - \alpha_a) \Delta t L_p}{1 + 4\mu n + 4\mu' n + 12\mu\mu' n^2}}{\frac{2}{3} \frac{h_c^3}{E_c J_c} + \frac{h_b h_0}{6 E_6 J_n} (6e_0 - 4f_c) + \frac{3n(\mu - \mu')(\alpha_6 - \alpha_a) L_p \Delta t h_b}{(1 + 4\mu n + 4\mu' n + 12\mu\mu' n^2) g_{ц.т.}} + \frac{L_p}{E_6} \left(\frac{1}{F_n} + \frac{e_0}{W_n} - \frac{2}{3} \frac{f_c}{W_n} \right)} \quad (1)$$

где h_c , E_c , J_c — высота, модуль упругости и момент инерции сечения стойки опорной рамы; E_6 — начальный модуль упругости бетона, измеренный на каждой ступени изменения температуры; $e_0 = y_{ц.т.} + h_b$ (h_b — высота вута опорной части балки); f_c — прогиб балки посередине пролета; α_a , α_6 — коэффициенты линейного температурного расширения арматуры и бетона (α_6 определяют по измерениям температурной деформации образцов на базе 10°C на каждом этапе охлаждения балки).

Вводя коэффициенты упругости, начальный модуль упругости бетона и другие характеристики, можно получить величину и характер изменения N_t в любой момент эксперимента. Расчетные значения подсчитывали, суммируя приращение усилия по ступеням в 10°C с подстановкой фактических значений E_6 и α_6 . Упругая деформация стэнда найденная при его тарировке, равна $9,1 \cdot 10^{-6}$ см/Н.

Опытные балки изготовляли из бетона состава 1:2,2:5; $B/C=0,7$. При этом использовали портландцемент марки М 400 воскресенского завода «Гигант»,

песок с $M_{кр}=1,99$, гранитный щебень фракции 10—20 мм. Образцы хранили 28 сут во влажном песке, затем в условиях производственного помещения при температуре $8-20^\circ\text{C}$. В возрасте 280 сут $R=35$ МПа, $M_{рз} 150$. Влажность бетона балок в начале испытания $W_{ср}=3,89\%$, а подвергнутых водонасыщению в течение 5 сут при атмосферном давлении — $5,21\%$. Балки Б1СН и Б2СН устанавливали на шарнирно-неподвижных опорах при температуре 20°C . После снятия начальных отсчетов температуру воздуха понижали на 20°C за 0,5 ч, а затем в течение 3,5 ч выдерживали до полного выравнивания температуры в образце. Через каждые 15—20 мин снимали отсчеты по приборам. После двух циклов охлаждения до -40°C и нагрева до 20°C балки довели поперечной нагрузкой до разрушения. Балку Б1СН-20в после водонасыщения охлаждали при наличии шарнирно-неподвижных опор, нагружали статической нагрузкой до $0,5 P_{разр}$, а



Рис. 1. Конструкция опытной балки (а) и шарнирно-неподвижной опоры (б)
1 — поперечная опора; 2 — натяжное устройство; 3 — прижимное устройство

затем нагревали в нагруженном состоянии и доводили до разрушения. Балку Б1-20в охлаждали до -20°C при шарнирно-подвижном опирании, а затем нагружали до разрушения. При визуальном осмотре балок до начала экспериментов усадочных трещин не обнаружено. В процессе охлаждения воздушно-сухих балок в нижней зоне не образовались трещины. Уже при 0°C возникла неравномерность деформаций растянутой зоны, а при -40°C она достигла $15 \cdot 10^{-5}$. Дальнейшее испытание нагружением по схеме, представленной на рис. 1, в условиях свободного опирания привело к появлению новых трещин. Первоначальные трещины и зоны повышенной деформации при охлаждении, как правило, не развивались в период силового нагружения, а вся деформация сосредоточивалась в новых трещинах. В водонасыщенных балках при аналогичных условиях и значительном увеличении N_t ни визуально, ни с помощью тензорезисторов трещин не обнаружено при охлаждении до температуры -40°C . В результате сравнения нагрузок, при которых появились первые невидимые надрывы в защитном слое в водонасыщенных балках (обычной и статически неопределимой), испытываемых поперечной нагрузкой при температуре -20°C , установлено, что

$$\frac{M_T^{с.н}}{M_T} \approx 0,7. \text{ Данные об измерении } N_t$$

в процессе охлаждения балок и сравнение их с подсчитанными по формуле (1) представлены на рис. 2,а. Зависимость $N_t - t$ практически линейна, однако уже при -10°C в балке возникли трещины от действия N_t . При нагружении статически неопределимой балки, подверженной температурному воздействию, N_t не остается постоянной. На рис. 2,б показано изменение N_t под влиянием возникающего от поперечной нагрузки распора. Сравнение этих графиков указывает на необходимость не только учитывать роль N_t в расчетах, но и регулировать последовательность температурного и силового воздействий. Интересен и обратный эффект компенсации распора вследствие возникновения N_t . Для крайней растянутой грани при температуре 20, 10, 0, -10 , -20 , -30 и -40°C напряжения σ_{N_t} составили 0; 0,598; 0,722; 1,051; 1,342; 1,625 и 1,991 МПа. Очевидно, что сама сила N_t не вызывает образования трещин — при температуре -40°C $R_p \approx 4$ МПа. Суммарные напряжения в балке в момент испытания определяли из выражения:

$$\sigma_{б.р} = \sigma_{ус} + \sigma_{с.м} + \sigma_{N_t} + \sigma_{нест} \quad (2)$$

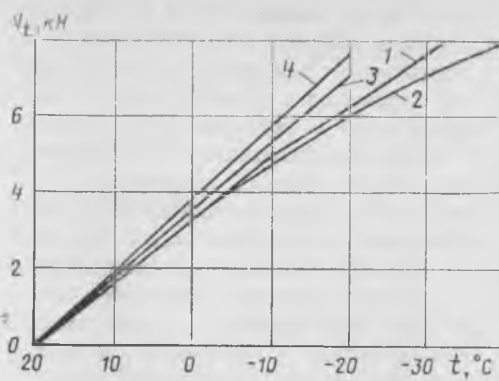


Рис. 2. Расчетные и опытные значения N_t (а) и зависимость N от изгибающего момента для балки Б1СН-20в при нагружении ее поперечной нагрузкой при температуре -20°C (б)
1 — $N_t^{оп}$ для балки с естественной влажностью; 2 — N_t^p ; 3 — $N_t^{оп}$ для водонасыщенной балки; 4 — N_t^p ; 5 — расчетное значение; 6 — опытное значение

где $\sigma_{ус}$ — напряжение в бетоне вследствие его усадки и стеснения, вызванного наличием арматуры:

$$\sigma_{ус} = \frac{\epsilon_{ус} \cdot 2,09 E_b \mu}{1 + 2,09 \cdot 2 \mu n};$$

$\sigma_{с.м}$ — напряжения от собственной массы балки.

В процессе охлаждения (нестационарный процесс), по данным термопар, наблюдается неравномерность температуры в глубине сечения и на его поверхности. Исследованиями установлено, что достаточно хорошее совпадение экспериментальных и расчетных результатов для практических целей получается при аппроксимации фактического температурного поля параболоидом. В этом случае напряжения от нестационарности температурного процесса

$$\sigma_{нест} = \frac{1}{3} \left[\frac{x^2}{x_0^2} - \frac{1}{3} + \frac{0,57 (4 \mu n - 2 \mu' n + 12 \mu \mu' n^2)}{1 + 4 \mu n + 4 \mu' n + 12 \mu \mu' n^2} \right] \times \alpha_6 T_0 E_b \quad (3)$$

Для опытных балок перепад температур по сечению в процессе охлаждения достигал $6-7^{\circ}\text{C}$, что вызывало дополнительное растяжение на поверхности балки $\sigma_{нест} = 0,35$ МПа. Суммарное напряжение растяжения в бетоне уже при -10°C оказалось больше прочности бетона на растяжение при той же температуре для воздушно-сухих балок ($\sigma_{б.р} = 2,97$ МПа; $R_p = 2,65$ МПа), что привело к появлению трещин.

Подтверждение образования трещин при этой температуре получено путем непосредственных измерений деформаций бетона растянутой зоны тензорезисторами и при анализе кривизны балок (рис. 3): Так, для воздушно-сухих балок не обнаруживается перелома в

графике кривизны. Это является свидетельством наличия трещин, существовавших в балке еще до приложения полезной нагрузки. В водонасыщенных балках, как видно из рис. 3, трещины возникали только при действии нагрузки, хотя напряжения в них, вычисленные по формуле (2), были выше, чем для воздушно-сухих балок. Это объясняется резким увеличением прочности водонасыщенных балок при отрицательной температуре (при $t = -40^{\circ}\text{C}$ $R_p^B = 6$ МПа).

В результате установлено, что не учитываемые в обычных расчетах температурные деформации и напряжения могут существенно влиять на работу конструкции, подвергнутой низкотемпературному воздействию. Даже не будучи достаточным для появления трещин в балке, каждое слагаемое в формуле (2) в результате совместного воздействия усадки и различных проявле-

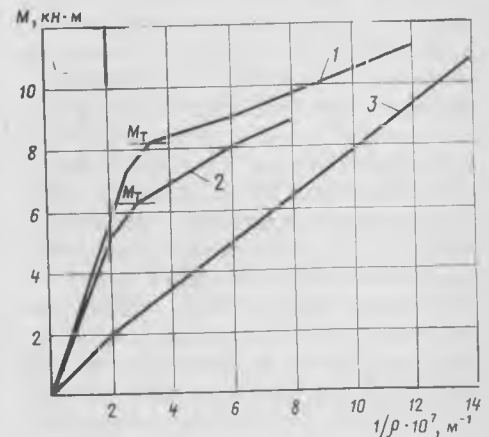


Рис. 3. Изменение кривизны балки при кратковременном статическом нагружении
1 — балка водонасыщенная, предварительно охлажденная до -20°C при свободном опирании; 2 — то же, при стесненном опирании; 3 — балка естественной влажности, предварительно охлажденная до температуры -40°C при стесненном опирании

ний температуры, включая не введенное в это выражение напряжение вследствие различия α_a и α_b , еще до приложения полезной нагрузки вызывает нормальные трещины. Если они расположены в сжатой от эксплуатационной нагрузки зоне, то, по известному правилу, требуется снижение жесткости конструкции при расчете прогибов. В зоне действия интенсивных нормальных напряжений частота возникновения трещин и кинетика их развития обусловлена положением начальных температурных трещин. В водонасыщенном бетоне образование температурных и усадочных трещин происходит не раньше, чем в «сухом». Это значит, что и в «сухом», и в водонасыщенном бетоне

трещины от совместного и раздельного действия сил и температуры являются источниками дальнейших деструктивных процессов. Следовательно, для конструкций в зависимости от условий эксплуатации необходимо ограничить величину суммарных напряжений. Такой подход представляется достаточно обоснованным и осуществимым совместно с предложением [1], основанным на введении понятия прочности бетона при многократном и однократном замораживании и оттаивании. В качестве решения, не требующего существенных изменений в нормативной литературе, предлагается предъявлять требование трещиностойкости от суммарного воздействия к конструкциям, усло-

вия эксплуатации которых оговорены СНиП II-21-75. Проведенное исследование подтвердило повышение прочности бетона на сжатие и растяжение при отрицательной температуре [1]. В процессе испытаний балок не обнаружены существенные релаксационные процессы, снижающие величину температурных напряжений, вопреки рекомендациям [2].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Милованов А. Ф., Самойленко В. Н. Учет воздействия низких температур при расчете конструкций. — Бетон и железобетон, 1980, № 3.
2. Улицкий И. И. Напряженное состояние и деформации бетонных и железобетонных элементов и конструкций с учетом длительных процессов. — В кн.: Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1958.

УДК 691.327:539.376:624.21

Г. В. КИЗИРИЯ, д-р техн. наук, проф.; Г. И. ПВИНЧИДЗЕ, канд. техн. наук
(Ин-т строительной механики и сейсмостойкости)

Учет ползучести бетона в статически неопределимых мостовых конструкциях

Влияние ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние статически неопределимых, сборно-монолитных преднапряженных конструкций проявляется в увеличении прогибов, перераспределении внутренних усилий в сечениях и изменении опорных реакций. Наиболее существенным является действие длительных деформаций, возникающих при современной технологии возведения статически неопределимых мостовых пролетных строений при регулировании усилий с целью получения оптимальной эпюры моментов и перерезывающих сил и при просадках опор. В этих случаях длительно действующая нагрузка прикладывается к конструкции при одной статической схеме, а деформации ползучести во время эксплуатации развиваются при другой. В результате этого, по мере развития деформаций ползучести, кроме увеличения прогибов и перераспределения усилий в поперечных сечениях изменяются также опорные реакции и в конечном итоге напряженно-деформированное состояние всей конструкции.

В основе разрабатываемых методов определения усилий в статически неопределимых конструкциях с учетом ползучести бетона лежит общезвестная

формула Больцмана, являющаяся обобщением закона Гука для материалов, обладающих ползучестью при переменных нагрузках. При этом важное место отводится виду функции ядра ползучести $C(t, \tau)$. От того насколько точно она описывает особенности нарастания деформаций ползучести при переменных нагрузках, зависит точность результатов расчета и сложность вычислений. В случае когда на функцию $C(t, \tau)$ не наложено никаких ограничений, расчет на ее основе достаточно сложен и возможен лишь численными методами. Кроме того, при учете нелинейных деформаций ползучести бетона возникают дополнительные осложнения, обусловленные неприемлемостью закона наложения и необходимостью решения систем нелинейных интегральных уравнений [1]. Использование таких функций дает удовлетворительное совпадение теоретических расчетов с идеальными экспериментальными кривыми деформаций ползучести образцов, нагруженных при постоянных температуре и влажности окружающей среды (в лабораторных условиях). Воспроизвести аналитически ступенчатую экспериментальную кривую деформаций ползучести образцов, подверженных сезон-

ным изменениям температуры и влажности, существующие функции $C(t, \tau)$ не могут.

На основе имеющихся ранее, а также новых предложений авторов положено в основу расчета выражение для ядра ползучести:

$$C(t, \tau) = \frac{1}{E_0} \{ \theta_0 - m \varphi(\tau) + [\varphi(t) - \varphi(\tau)] [1 + \omega(\tau)] \}, \quad (1)$$

где θ_0 — характеристика быстроснатекающей (мгновенной) деформации ползучести;

$$\omega(\tau) = \frac{u(1+m)\varphi(t)}{\varphi_k - \varphi(\tau)};$$

$$m = \frac{\gamma\theta_0}{\varphi_k} + k_0,$$

причем φ_k — характеристика длительно протекающей деформации ползучести; γ — коэффициент, учитывающий величину предельного уменьшения θ_0 : $0 < \gamma < 1$; k_0 — коэффициент, учитывающий изменение модуля упругости бетона во времени; u — коэффициент влияния окружающей среды, обеспечивающий непараллельность кривых деформаций ползучести образцов, нагруженных в различном возрасте: $0 < u < 1$. При $u = 0$ выражение (1) превращается в

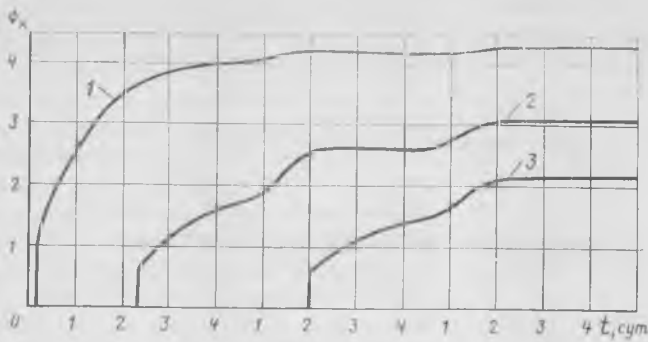


Рис. 1. Графики деформации ползучести с учетом u
1 — бетон, нагруженный в раннем возрасте; 2 — то же, через год; 3 — то же, через два года

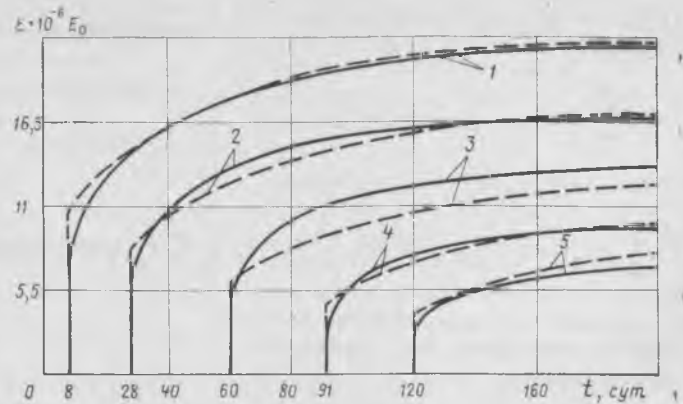


Рис. 2. Сравнение экспериментальных (—) кривых [4] с теоретическими (---)
1 — 8; 2 — 28; 3 — 60; 4 — 91; 5 — 120 сут

ядро ползучести модифицированной теории старения [2]; при $0 < u < 1$ — в модификацию ядра ползучести теории упругоползучего тела; при $u = 1$ — в модификацию ядра ползучести теории упругой наследственности. Формула (1) достаточно точно описывает основные особенности нарастания деформаций ползучести бетона — интенсивный характер деформаций в начальный период нагружения, необратимость части деформаций ползучести, обусловленную старением материала, непараллельность кривых деформаций ползучести образцов, нагруженных в различном возрасте, зависимость скорости деформаций ползучести от температурно-влажностных условий окружающей среды.

Графики деформаций ползучести, построенные по уравнению (1) с учетом сезонных изменений u , приведены на рис. 1. На рис. 2 показаны экспериментальные и теоретические кривые. Величины параметров ядра ползучести по формуле (1) для опытов [3] составляют: $\theta_0 = 11,76 \cdot 10^{-6} \cdot E_0$, МПа $^{-1}$; $\varphi_k = 12,49 \cdot 10^{-6} \cdot E_0$, МПа $^{-1}$; $\beta_0 = 0,02$; $u(1+m) = 0,34$; $\varphi_k m = 8,54 \cdot 10^{-6} \cdot E_0$, МПа $^{-1}$.

Задача определения основных неизвестных в статически неопределимых конструкциях в точной постановке на основе уравнения (1) сводится к решению систем интегральных или дифференциальных уравнений второго порядка с переменными коэффициентами. Численная реализация задачи требует составления специальных программ и значительных затрат машинного времени. Использование существующих ядер ползучести [3, 4] создает аналогичные трудности, но преимущество предложенного в возможности применения ранее разработанной методики приближенных вычислений [2], сводящей задачу нахождения основных неизвестных к решению систем алгебраических уравнений совместности деформаций,

т. е. практически без усложнения по сравнению с упругой стадией.

По методике приближенных вычислений расчеты рекомендуется производить в следующей последовательности: нахождение $X_i(0)$ — основных неизвестных в упругой стадии работы конструкции;

определение $\delta_{ij}(\tau_n)$, $\Delta_i(\tau_n)$ — перемещений по направлению основных неизвестных с учетом быстронатекающих деформаций ползучести бетона от сил, постоянно действующих в системе:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ij}(\tau_n) &= \delta_{ij}[\theta_0 - m\varphi(\tau_n)]; \\ \Delta_i(\tau_n) &= \Delta_i[\theta_0 - m\varphi(\tau_n)], \end{aligned} \right\} (2)$$

где τ_n — возраст бетона к моменту приложения нагрузки;

подсчет $\delta_{ij}^*(\tau_n)$ — перемещений по направлению основных неизвестных с учетом быстронатекающих деформаций ползучести бетона от сил, воздействие которых на систему меняется:

$$\delta_{ij}^*(\tau_n) = \delta_{ij}[1 + \theta_0 - m\varphi(\tau_n)]; (3)$$

$X_i(\tau_n)$ — приращение величины основной неизвестной от быстронатекающих деформаций ползучести бетона, вычисляется из решения системы уравнений совместности деформаций. Одно из уравнений этой системы для i -й опоры:

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^{j=n} X_j(\tau_n) \delta_{ij}^*(\tau_n) + X_i(\tau_n) \delta_i^u &= \\ = \Delta_i(\tau_n) - \sum_{j=1}^{j=n} X_j(0) \delta_{ij}(\tau_n), \end{aligned} (4)$$

где δ_i^u — деформативная характеристика упругой опоры (ванты);

определение $\delta_{ij}(\tau_m, \tau_n)$, $\Delta_i(\tau_m, \tau_n)$ — перемещений по направлению основных неизвестных с учетом длительно протекающих деформаций ползучести бетона от сил, постоянно действующих в системе. $\tau_m - \tau_n$ — интервал времени приложения нагрузки до τ_m — момента снятия отсчета:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ij}(\tau_m, \tau_n) &= \delta_{ij}[\varphi_j^*(\tau_m) - \\ &- \varphi(\tau_n)] [1 + \omega(\tau_n)]; \\ \Delta_i(\tau_m, \tau_n) &= \Delta_i[\varphi(\tau_m) - \\ &- \varphi(\tau_n)] [1 + \omega(\tau_n)]; \end{aligned} \right\} (5)$$

подсчет $\delta_{ij}^*(\tau_m, \tau_n)$ — перемещений по направлению основных неизвестных с учетом длительно действующих деформаций ползучести бетона от сил, изменяющихся во времени:

$$\delta_{ij}^*(\tau_m, \tau_n) = \delta_{ij} S(\tau_m, \tau_n), (6)$$

где

$$\begin{aligned} S(\tau_m, \tau_n) &= \frac{[\varphi(\tau_m) - \varphi(\tau_n)] \times \\ &\times \int_{\varphi(\tau_n)}^{\varphi(\tau_m)} [\varphi_k - \varphi(t)]^\alpha \times \\ &\times [\varphi_k - \varphi(\tau_n)]^\alpha [1 + \theta_0 - m\varphi(\tau_n)]^\beta}{[1 + \theta_0 - m\varphi(t)]^{\beta-1} d\varphi(t)}; \\ \alpha &= \frac{u(1+m)\varphi_k}{1 + \theta_0 - m\varphi_k}; \\ \beta &= \frac{1}{m} \left[1 - \frac{u(1+m)(1 + \theta_0)}{1 + \theta_0 - m\varphi_k} \right]. \end{aligned}$$

Численные величины $S(\tau_m, \tau_n)$ для различных значений параметров приведены в т. блицах;

нахождение $X_i(\tau_m, \tau_n)$ — приращение i -й основной неизвестной от длительно действующих деформаций ползучести бетона за время $\tau_m - \tau_n$, $X_i(\tau_m, \tau_n)$ находится из решения системы уравнений совместности деформаций.

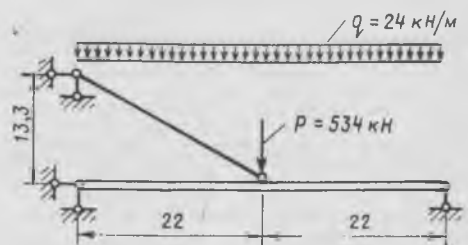


Рис. 3. Схема вантовой конструкции

Одно из уравнений этой системы для i -й опоры:

$$\sum_{j=1}^{j=n} X_j(\tau_m, \tau_n) \delta_{ij}^*(\tau_m, \tau_n) + X_i(\tau_m, \tau_n) \delta_i^n = \Delta_i(\tau_m, \tau_n) - \sum_{j=1}^{j=n} [X_j(0) + X_j(\tau_n)] \delta_{ij}(\tau_m, \tau_n); \quad (7)$$

определение полной величины i -й основной неизвестной за промежутки времени $\tau_m - \tau_n$:

$$X_i^n(\tau_m, \tau_n) = X_i(0) + X_i(\tau_n) + X_i(\tau_m, \tau_n). \quad (8)$$

Предлагаемая методика приближенного установления усилий в статически неопределимых конструкциях с учетом ползучести бетона применима при любом способе возведения сооружения. Наличие армирования можно учесть заменой неоднородного сечения однородным, материал которого имеет соответствующие приведенные характеристики ползучести.

При решении задачи методом перемещений с учетом ползучести бетона уравнения равновесия записываются на основе резольвенты ядра ползучести (1):

$$p(t, \tau) = \frac{1}{1 + \theta_0 - m \varphi(\tau)} \times \left[1 - \frac{1 + \frac{u(1+m)\varphi(\tau)}{\varphi_k - \varphi(\tau)}}{S(t, \tau)} \right] \quad (9)$$

Пример. На рис. 3 изображена схема вантовой один раз статически неопределимой конструкции с железобетонной балкой жесткости. Согласно расчетным формулам (2)–(8), определяются приращения основных неизвестных в стадии быстронатекающих деформаций ползучести бетона: $X_1(\tau_1) = 122,26$ кН; в стадии длительно протекающей деформации ползучести бетона за время $\tau_2 - \tau_1$: $X_1 = 139,1$ кН; за время $\tau_3 - \tau_2$: $X_1 = 130,7$ кН и полная величина основной неизвестной за время $\tau_3 - \tau_1$: $X_1^{\text{II}} = 2134,38$ кН.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Кизиря Г. В., Гвинчидзе Г. И., Дзодуашвили Г. Г. Определение усилий в неоднородных, статически неопределимых конструкциях с учетом нелинейной деформаций ползучести бетона. — Строительная механика и расчет сооружений, 1981, № 3.
- Кизиря Г. В., Гвинчидзе Г. И., Долидзе Д. А. Приближенный метод определения усилий в статически неопределимых конструкциях с учетом ползучести бетона. — Строительство и архитектура. Известия вузов, 1976, № 8.
- Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия (с учетом ползучести). М., Стройиздат, 1966.
- Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М. — Л., Гостехиздат, 1952.

Бетоны

УДК 691.327:666.973.5:539.4

Г. П. САХАРОВ, Э. А. ЛОГИНОВ, кандидаты техн. наук (МИСИ)

Структурная прочность ячеистого бетона

Объективная оценка влияния капиллярной и газовой пористости на прочность ячеистого бетона имеет большое значение для совершенствования технологии, повышения качества и надежности изделий и конструкций. Вариации объемов пор не позволяют однозначно определить степень их влияния на прочность ячеистого бетона без учета условий твердения, вида вяжущего, величины V/T и качества микро- и макроструктуры. Противоположные результаты наблюдаются при автоклавном и неавтоклавном твердении, разных V/T , использовании цемента и извести или смешанного вяжущего, различном качестве структуры [1, 2], поэтому для выявления роли собственно капиллярной и газовой пористости ячеистого бетона необходимо исключить влияние вышеуказанных факторов, неизбежное при физическом моделировании и экспериментальных исследованиях.

Более целесообразным является метод математического моделирования, в частности регрессионный анализ. Для построения модели использованы нормативные значения прочности (марки) ячеистого бетона вида А и средние значения капиллярной и газовой пористости ячеистого бетона объемной массы 200–1200 кг/м³ при $V/T = 1 - 0,16$, характерных для литой и вибрационной технологии с учетом температуры формируемых смесей и дисперсности песка [1–3]. Капиллярная пористость варьировалась в интервале 0,0585–0,3225; газовая — 0,175–0,772. Для анализа принято уравнение регрессии:

$$\ln R_{\text{я}} = a_0 + a_1 P_{\text{к}}^{n_1} + a_2 P_{\text{г}}^{n_2} + a_3 (P_{\text{к}} P_{\text{г}})^{n_3}, \quad (1)$$

где $R_{\text{я}}$ — прочность ячеистого бетона при сжатии, кгс/см²; $P_{\text{к}}$, $P_{\text{г}}$ — соответственно капиллярная и газовая пористость в долях единицы.

Параметры уравнения a_i и n_i найдены методом наименьших квадратов по числу точек вида (R , $P_{\text{к}}$, $P_{\text{г}}$) около 80, причем показатели n_i варьировались дискретно, а полученное линейное отно-

сительно всех a_i уравнение решали стандартным методом на ЭВМ ЕС-1022. В результате получено следующее уравнение регрессии:

$$\ln R_{\text{я}} = 6,988 - 3,95 P_{\text{к}}^{1,11} - 7,67 P_{\text{г}}^{2,11} - 21,83 (P_{\text{к}} P_{\text{г}})^{1,38}. \quad (2)$$

При выборе модели принимали во внимание близость расчетных значений прочности ячеистого бетона, вычисленных по модели, к заданным, а также минимальная величина остаточной дисперсии. Анализ показал, что одна и та же прочность бетона заданной объемной массы может быть получена при различных значениях капиллярной и газовой пористости, изменяющейся в широком интервале, что подтверждает объективность полученной модели. Наблюдающиеся отклонения $\leq 5\%$ находятся в пределах интервалов марок ячеистого бетона с вероятностью 0,95, если рассматривать последние как случайные величины с нормальным законом распределения. При увеличении заданной прочности (за счет, например, увеличения расхода вяжущего и тонкости помола песка) без изменения объемной массы в n раз, свободный член в уравнении (2) увеличится на $\ln n$; остальные останутся без изменения, т. е. модель имеет универсальный характер. Направление изменения прочности ячеистого бетона при вариациях обоих видов его пористости можно определить, вычислив приращения функции (2) в виде их относительных значений:

$$d R_{\text{я}} / R_{\text{я}} = -4,35 P_{\text{к}}^{0,1} d P_{\text{к}} - 16,19 P_{\text{г}}^{1,11} d P_{\text{г}} - 30,12 (P_{\text{к}} P_{\text{г}})^{0,38} \times (P_{\text{г}} d P_{\text{к}} + P_{\text{к}} d P_{\text{г}}). \quad (3)$$

В работе они были определены для $d P_{\text{к}} = -d P_{\text{г}} = |0,05 P_{\text{к}}|$. Анализ показал, что с увеличением капиллярной пористости прочность ячеистого бетона в среднем возрастает. При изменении знаков $d P_{\text{к}}$ и $d P_{\text{г}}$ наблюдается обратное явление. Учитывая, однако, незначительные различия расчетных значений прочности (одинаковой объемной массы при разных $P_{\text{к}}$ и $P_{\text{г}}$), уменьшающееся с увеличением точности модели (2), указан-

Таблица 1

Объемная масса ячеистого бетона, кг/м³	В/Т	Отношение фактической прочности раствора при сжатии к расчетной, $\frac{R_{р.ф}}{R_{р.р}}$	Расчетная прочность ячеистого бетона $M(R_{р.ф}/R_{р.р})$, МПа	Фактическая прочность ячеистого бетона $R_{я.ф}$, МПа	$R_{р.ф}$	$M(R_{р.ф}/R_{р.р})$
600	0,55	2,2/0,83	5,5/2,08	2,8/1,23	0,51/0,59	0,88/1,06
	0,27	1,76/0,98	4,4/2,45	3,88/2,6		
700	0,52	2,18/0,74	7,6/2,6	4/1,82	0,52/0,7	0,89/1,14
	0,26	1,73/0,95	6,05/3,32	5,4/3,8		
800	0,5	2,12/0,42	10,6/2,1	5,9/2,4	0,56/1,14	0,88/1,16
	0,25	1,8/0,95	9/4,75	8/5,5		
900	0,46	2,08/0,45	15,6/3,38	8,4/3,34	0,54/0,99	0,71/1,01
	0,23	1,8/1,02	13,5/7,6	9,65/7,7		

Примечание. Перед чертой — автоклавного твердения; после черты — неавтоклавного твердения в нормальных условиях. Удельная поверхность песка 2000 см²/г; марка ячеистого бетона по СНиП 11-21-75; состав цементно-песчаного раствора для ячеистого бетона объемной массы 600 и 700 кг/м³ — 1:1; 800 и 900 — 1:1,2 (по массе). Прочность раствора определена на образцах 4×4×16 см.

ное изменение прочности следует рассматривать как тенденцию, а относительную величину и знак приращений — как показатели отклонения от равновесия, наступающего при $dR/R=0$. Обнаруженная тенденция не противоречит физическому смыслу.

Таким образом, при однородных структуре и качестве твердой фазы влияние капиллярной и газовой пористости на прочность ячеистого бетона одинаково. Исходя из этого последняя может быть представлена в виде функции его общей пористости:

$$\ln R_{я} = 6,656 - 6,84 P_{общ}^{2,3} \quad (4)$$

где $P_{общ}$ — общая пористость ячеистого бетона в долях единицы.

Модель (4) дает еще более близкое совпадение расчетных значений прочности ячеистого бетона с заданными. Очевидно, что при одинаковой общей, но разной капиллярной пористости прочность перегородок между газовыми порами будет различной. Принимая в первом приближении, что она соответствует прочности исходного раствора, используемого для изготовления ячеистого бетона (без газо- или пенообразователя), определяем ее из уравнения (4), подставив в него значения капиллярной пористости перегородок (исходного раствора). На рисунке показана связь расчетной прочности раствора с марками бетона вида А и Б, которая не однозначна, но в каждом случае определяет номинальный уровень прочности исходного раствора для получения бетона заданной объемной массы и марки. Это позволяет использовать установленную связь для оценки эффективности вяжущего, составов, способов изготовления и условий твердения ячеистого бетона. В частности, при неавтоклавном твердении кривые зависимости фактической прочности цементно-песчаного раствора от В/Т располагаются ниже расчетных, приближаясь к ним по мере увеличения расхода цемента и снижения В/Т. В координатах $\lg R_{р.ф} - V/T$ зависимость линейна.

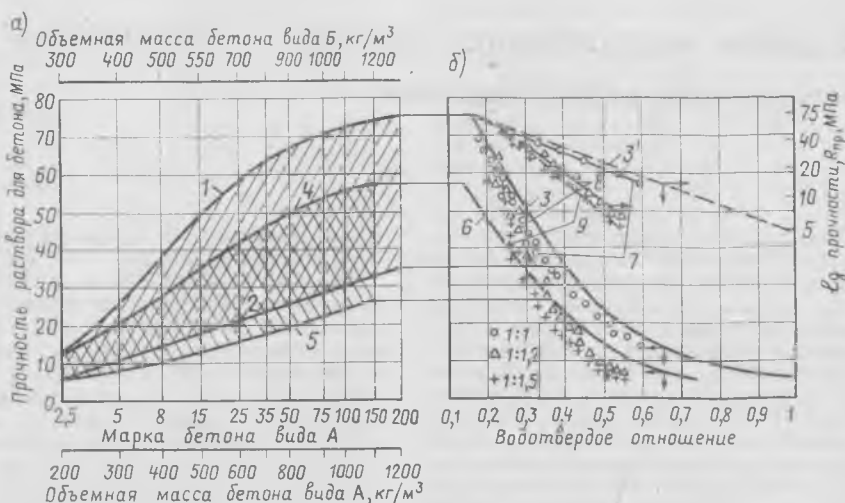
При автоклавном твердении по режиму 2+8+3 ч и давлении 0,8 МПа (табл. 1) прочность тех же растворов оказывается в 1,7—2,2 раза больше расчетной. Исходя из моделей (2) или (4) прочность бетона при этом должна также пропорционально увеличиться. В действительности она оказывается меньше расчетной, причем относительная величина ее снижения зависит от способа изготовления и условий твердения бетона. По этому показателю самой неэффективной является литевая технология, при которой фактическая прочность автоклавного ячеистого бетона,

персистости песка оказывается ниже или равной расчетной и в 2—3 раза меньше прочности цементно-песчаных растворов автоклавного твердения при соответствующих В/Т (табл. 2). При марочной прочности она находится примерно на уровне прочности исходных растворов для бетона вида Б. Если прочность исходного раствора в стенках-оболочках газовых пор не может быть ниже расчетной для соответствующих видов ячеистого бетона, можно предположить, что в тонких слоях она выше, чем в объеме, причем эффект упрочнения возрастает, как видно из табл. 2 и данных [1], с увеличением В/Т до определенного предела. Эффект упрочнения может быть обусловлен повышением плотности раствора вследствие отвлечения избытка воды в период формирования макроструктуры на образование гидратных оболочек газовых пузырьков, внутреннее и внешнее испарение; улучшением условий гидролиза и гидратации вяжущего и уменьшением дефектов в тонких слоях; проявлением поверхностных сил; уменьшением пластических и релаксационных свойств, снижающих хрупкость тонких слоев. В цементном газобетоне этот эффект, по-видимому, при автоклавном твердении перекрывается деструктивными процессами перекристаллизации и перестройки структуры тонкой оболочки газовых пор, сложившейся до автоклавной выдержки, особенно при большой ее длительности, а при неавтоклавном недостаточной прочности контактной зоны.

Косвенным подтверждением этому является различие упругопластических свойств силикатного (в том числе на смешанном вяжущем) и цементного ячеистого бетонов. Комплексные ис-

изготовленного при $V/T=0,46-0,55$, составляет 0,51—0,56 расчетной (табл. 1). Для автоклавного виброгазобетона на холодных смесях и низких В/Т этот показатель повышается до 0,71—0,89, а неавтоклавного — приближается к 1. Приведенные данные подтверждают неэффективность применения цемента в качестве вяжущего при автоклавном твердении ячеистого бетона.

Иные закономерности наблюдаются при использовании извести или смешанного вяжущего. При марочной и выше прочности автоклавного бетона вида А фактическая прочность исходных растворов, взятых для его изготовления, даже при пониженной активности смеси и дис-



Связь расчетной прочности исходного раствора и ячеистого бетона на его основе (а) при разных водотвердых отношениях (б) 1, 2, 3, 3' — расчетные кривые прочности раствора для ячеистого бетона вида А; 4, 5, 6 — то же, вида Б; 7, 8, 9 — экспериментальные значения прочности цементно-песчаного раствора после нормального твердения в течение 28 сут (образцы 4×4×16 см)

Объемная масса ячеистого бетона, кг/м ³	В/Т	Удельная поверхность песка, см ² /г	Активность смеси по СаО, %	Отношение фактической прочности раствора при сжатии к расчетной, $\frac{R_p^ф}{R_{и.р}}$	Расчетная прочность ячеистого бетона, МПа $M(R_p^ф/R_{и.р})$	Фактическая прочность ячеистого бетона, МПа, $R_{я}^ф$	$R_{я}^ф$
							$M(R_p^ф/R_{и.р})$
700	0,28	2380	18	0,69	2,4	6,46	2,7
700	0,33	2380	18	0,765	2,68	7,23	2,7
600	0,3	2870	22	0,46	1,15	3,38	2,94
500	0,35	2870	22	0,5	0,75	2,54	3,38
700	0,28	3240	18	0,645	2,25	9	4
700	0,33	3240	18	0,715	2,5	9,45	3,78
600	0,3	3610	22	0,515	1,29	4,72	3,68
500	0,35	3610	22	0,563	0,85	3,5	4,12
600	0,48	2550	16,6	0,84	2,1	3,4	1,62
600	0,39	2550	16,6	0,697	1,75	3,3	1,88
600	0,38	1180	10,6	0,6	1,5	2,9	1,93
600	0,3	1180	10,6	0,684	1,71	2,6	1,52
900	0,29	1180	10,6	0,705	5,3	9,4	1,77
900	0,42	2005	15	0,81	6,1	8,9	1,46
900	0,31	2005	15	0,7	5,25	8,1	1,54

Примечание. Первые 8 составов из работы [4] приведены к марке.

следования в производственных условиях Автовского завода стронтовых конструкций № 3 и Ступинского завода ячеистого бетона показали, что начальный модуль упругости автоклавного ячеистого бетона на смешанном вяжущем в 1,5—2 раза меньше, а предельная сжимаемость и растяжимость больше, чем на цементе (при сравнительно одинаковой прочности на сжатие, фазовом составе и закристаллизованности продуктов гидратации). Частично упрочняющий эффект может быть обусловлен также пластическим деформированием под нагрузкой.

Используя полученные закономерности

и изменяя вид и состав вяжущего, дисперсность заполнителя, режим и условия твердения ячеистого бетона, можно значительно повысить технико-экономическую эффективность производства и применения конструкций.

Выводы

В реальных ячеистых бетонах влияние вида пористости на прочность неоднородно и зависит от вяжущего, условий структурообразования и твердения. Прочность цементного ячеистого бетона автоклавного и неавтоклавного твердения с увеличением капиллярной пористости или В/Т уменьшается, а на известии или смешанном вяжущем при автоклавном

твердении — увеличивается до определенного предела.

Между прочностью раствора и ячеистым бетоном на его основе имеется тесная связь. Она устанавливает номинальный уровень прочности исходного раствора при разных В/Т для получения бетона заданной марки и объемной массы и может служить критерием эффективности вяжущего, составов, технологии и качества структуры. Ближе всего установленной связи удовлетворяет неавтоклавный газобетон на цементе и кварцевом песке в соотношении 1:1. При автоклавном твердении наиболее эффективно использовать известковое и смешанное вяжущее в смеси с грубодисперсным песком.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Чернышов Е. М., Баранов А. Т., Крохин А. М. Повышение качества ячеистых бетонов путем улучшения их структуры. — Бетон и железобетон, 1977, № 1.
- Сахаров Г. П., Попов К. И., Мысатов И. А. Прочность и деформативность ячеистого бетона на грубомолотом песке. — Бетон и железобетон, 1977, № 12.
- Сахаров Г. П., Батаев С. С., Попов К. И. Технологические способы повышения надежности изделий из ячеистого бетона. — В кн.: Долговечность конструкций из автоклавных бетонов. Тез. докл. IV Республиканской конференции, Таллин, НИИСтроительства Госстроя ЭССР, 1981, ч. 1.
- Горьянов К. Э., Джабраил — Заде Э. Э. Влияние плотности укладки твердых компонентов смеси на физико-механические свойства ячеистых бетонов. — В кн.: Легкие и ячеистые бетоны (технология производства), вып. 1. М., 1967.

УДК 691.327:539.4

Е. А. КОГАН, канд. физ.-мат. наук; Н. Е. ШАБАЕВА, Н. И. ФИЛИППОВА, инженеры (ВНИИЖелезобетон)

Влияние масштабного фактора на прочность бетона при раскалывании

Сложность изучения масштабного эффекта объясняется тем, что он обусловлен причинами, различными по физической природе. Всестороннее исследование влияния масштабного фактора на прочность различных материалов, в основном металлов, горных пород, а также бетонов при сжатии, приведено в работах [1—4]. Однако данных о влиянии масштабного фактора на прочность бетона при раскалывании практически нет. Так, в ГОСТ 10180—78 отсутствуют сведения о переводном масштабном коэффициенте прочности бетона стандартных образцов с ребром 15 см.

Для определения γ для тяжелых вибрированных бетонов испытывали на раскалы-

вание образцы-кубы и призмы квадратного сечения размерами 4×4, 7×7, 10×10, 15×15 и 20×20 см. При этом варьировали В/Ц, состав крупного заполнителя (5—10, 10—20, 20—40 мм) при объемном содержании его 49% (1150 кг/м³), 34% (800 кг/м³), 17% (400 кг/м³), а также вид заполнителя (гранитный и известняковый).

Для экспериментов использовали белгородский цемент марки М500 (Н. Г. = 25%) и воскресенский той же марки (Н. Г. = 28%); песок — Тучковского карьера с $M_{кр} = 2,03$; щебень гранитный Академического карьера и известняковый — карьера Питкяранте. Составы бетонов приведены в табл. 1.

Таблица 1

В/Ц	Расход составляющих на 1 м ³ бетона			
	цемент, кг	песок, кг	щебень, кг	вода, л
0,37	450	700	1100	170
0,45	350	700	1175	160
0,62	300	750	1154	186

Тепловлажностную обработку образцов проводили по режиму: подъем температуры — 2 ч, изотермическое выдерживание при $t = 80^\circ\text{C}$ — 3 ч и естественное остывание в камере.

Как известно, характер напряженного состояния в образце и механизм разрушения при раскалывании зависят от соотношения между диаметром контактной поверхности колющих стержней d и размером площадки смятия s и шириной образца a , поэтому для исключения неодинакового влияния условий приложения нагрузки на прочность бетона при раскалывании образцов разных размеров целесообразно назначать d таким образом, чтобы s/a было примерно одинаковым. По данным ВНИИЖелезобетона, рекомендуется применять диаметры колющих стержней для сечений раскалывания 4×4 , 7×7 , 10×10 , 15×15 и 20×20 см соответственно 1, 2, 5, 10 и 15 см.

Согласно ГОСТ 10180—78, при нахождении γ необходимо применять колющие стержни диаметром 15 см независимо от размеров образца. Для малых образцов ($a=4 \dots 7$ см) это может привести к существенному отклонению напряженного состояния в сечении раскалывания от однородного растяжения.

Каждое значение \bar{R}_{pp} усредняли по данным испытаний 12—25 образцов. Полученные средние значения γ для тяжелых вибрированных бетонов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Сечения раскалывания, см	γ
4×4	0,77/—*
7×7	0,87/0,78
10×10	0,92/0,88
15×15	1/1
20×20	1,06/1,1

* Перед чертой — для мелкозернистого бетона; после черты — для крупнозернистого.

В результате экспериментов установлено, что влияние вида и объемного содержания заполнителя на характер изменения $\bar{R}_{pp}(F)$ несущественно. Заметное влияние на величину γ оказывают размеры заполнителя. Для мелкозернистых бетонов γ значительно выше, чем для крупнозернистых. Следовательно, масштабный фактор при раскалывании проявляется для мелкозернистых бетонов слабее, что объясняется большей однородностью структуры таких бетонов по сравнению с крупнозернистыми (см. табл. 2).

В приведенных опытах средняя прочность \bar{R}_{pp} и ее дисперсия $D(\bar{R}_{pp})$ убывали с увеличением размеров образцов. Уменьшение \bar{R}_{pp} и $D(\bar{R}_{pp})$ с ростом размеров, наблюдаемое в опытах, обычно объясняется с позиций широко применяемой для бетона статистической теории хрупкой прочности. Однако, хотя для бетона отмеченные зависимости и прослеживаются, им может быть дано иное объяснение. Действительно, проявление тех или иных свойств материала зависит не только от вида напряженного состояния, но и от абсолютного объема. Для сплошных неоднородных материалов с пониженным сопротивлением растяжению, а к ним относится бетон, следует различать хрупкое и псевдопластичное состояние [5]. Бетон в данном объеме является хрупким материалом, если дефекты и включения недостаточны для торможения трещин, и псев-

допластичным, если трещины обладают способностью к самоторможению. Признаки псевдопластичности проявляются в отсутствии влияния масштабного фактора на среднюю прочность. В наиболее часто встречающемся на практике диапазоне изменения размеров элементов бетон, как показали многочисленные опыты, обладает псевдопластичностью.

Зависимость средней прочности от размеров образцов объясняется влиянием факторов, связанных с технологией изготовления и методикой испытаний. При раскалывании основным является различие степени уплотнения бетонной смеси в образцах разных размеров, неоднородность бетона в образце в направлении, перпендикулярном слоям укладки бетонной смеси, параметры ТВО, влияние диаметра колющего стержня.

В исследованиях масштабного эффекта при сжатии бетона, в которых сводилось к минимуму различие в степени уплотнения бетонной смеси в образцах разных размеров [2], значения γ оказывались значительно ближе к единице, чем при обычных испытаниях. Для раскалывания подобные данные отсутствуют, поэтому для оценки значимости первых двух факторов изучили раскалывание образцов сечением 4×4 , 7×7 и 10×10 см, выпиленных из призм размером $15 \times 15 \times 60$ см, изготовленных из мелкозернистого бетона с $V/C=0,45$ (см. табл. 1). Отклонение объемной массы m_v выпиленных образцов более 2% от среднего значения не допускалось. Образцы, хранившиеся в нормальных условиях, испытывали в возрасте 3 мес.

Для исключения влияния неоднородности бетона в направлении, перпендикулярном слоям укладки бетонной смеси, раскалывание образцов, в отличие от методики ГОСТ 10180—78, осуществляли так, чтобы продольная ось колющего стержня была параллельна слоям укладки бетонной смеси.

Одновременно с формированием призм изготовили стандартные кубы с ребром 4—20 см по обычной технологии, которые испытывали аналогично выпиленным (табл. 3).

Таблица 3

Вид образца и размеры сечения, см	m_v , г/см ³	\bar{R}_{pp} , МПа	k_v , %	γ
Выпиленные:				
4×4	2,31	3,07	20	1
7×7	2,32	3,1	18,4	1
10×10	2,32	3,1	15,2	1
Стандартные:				
4×4	2,33	3,3	22,2	0,83
7×7	2,33	3	8,5	0,9
10×10	2,31	2,9	11,2	0,94
15×15	2,37	2,7	8,2	1
20×20	2,36	2,6	11	1,04

Как видно из табл. 3, если исключено различие в степени уплотнения бетонной смеси и влияние неоднородности бетона в направлении раскалывания, \bar{R}_{pp} не зависят от площади сечения разрушения, и $\gamma \approx 1$, поэтому теоретический масштабный эффект, обусловленный лишь дефектами структуры материала и объясняемый обычно с позиций теории хрупкой прочности, практически отсутствует и для образцов рассмотренных размеров характерно проявление псевдопластичности.

Выводы

Определены значения масштабного коэффициента прочности бетона при раскалывании в стандартных образцах для крупнозернистых и мелкозернистых тяжелых вибрированных бетонов, которыми рекомендуется пользоваться при нахождении R_{pp} по результатам стандартных испытаний.

Показано, что масштабный фактор при раскалывании может быть практически исключен при обеспечении уплотнения бетонной смеси в образцах разных размеров и устранении влияния неоднородности бетона в направлении, перпендикулярном к слоям укладки бетонной смеси.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Партон В. З., Черепанов Г. П. Механика разрушения. — В сб.: Механика в СССР за 50 лет, т. 3. М., Наука, 1972.
2. Исследование причин возникновения масштабного эффекта при испытании бетонных образцов (кубов) на сжатие/И. С. Кроль, А. М. Добровольская, А. И. Марков, Р. О. Красновский. — В сб.: Исследование в области механических измерений. М., ВНИИФТРИ, вып. 8 (38), 1971.
3. Квирикадзе О. П. Влияние размеров образцов-кубов на прочностные характеристики кубов. Тбилиси, Сабчота Сакартвело, 1974.
4. Чирков С. Е. Влияние масштабного эффекта на прочность углей. М., Наука, 1969.
5. Холмянский М. М. Характеристика бетона как конструкционного материала. — В сб. трудов ВНИИЖелезобетона: Заводская технология сборного железобетона, вып. 23. М., Стройиздат, 1978.

Опалубка

При устройстве монолитных фундаментов для корпусов по производству поликарбонатов в ССМУ-8 треста № 4 «Дзержинский» была применена металлическая опалубка. Она предназначалась для бетонирования стаканной части фундаментов размерами 550×750 мм и глубиной стакана 1050 мм под колонны сечением 40×60 см. Опалубка состоит из двух частей, которые фиксируются между собой штырями. Углы закрываются отдельными уголками, предохраняющими попадание бетона внутрь стаканной части фундамента. Уголки изготовляются из обычной листовой стали толщиной 4—5 мм. Опалубка собирается в один элемент и устанавливается в проектное положение краном. При распалубке штырь вынимается, и обе половинки складываются к середине, после чего опалубка легко извлекается из конструкции.

Оборачиваемость такой универсальной опалубки не менее 50 циклов. Применение ее позволило механизировать строительный процесс, сократить сроки установки и распалубки, сэкономить дефицитный пиломатериал. В результате внедрения металлической опалубки на двух корпусах достигнут экономический эффект в размере 1185 р.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 606000, г. Дзержинск Горьковской обл., Студенческая ул., 34 в, ССМУ-8.

О «структурных» характеристиках тяжелого бетона

Общезвестно, что прочность бетона зависит от многих факторов, главными из которых являются V/C и R_6 , вошедшие в основу всех формул по определению R_6 . Формул с учетом всех факторов не разработано и естественно, что фактическая прочность часто отклоняется от расчетной. Работы по уточнению формулы Болемея-Скрамтаева и, в частности, коэффициента A в ней продолжают на протяжении многих лет. Подробные данные по уточнению значения коэффициента A приведены в ряде работ, в том числе [1]. В монографии [2] предложен интегральный показатель для корректировки указанного коэффициента. Наличие этих данных позволяет более точно прогнозировать R_6 , но все же расхождение между фактической прочностью и расчетной полностью не устранено и вызывается в первую очередь незнанием точной величины фактической активности цемента, нередко применением некачественных заполнителей и воздействием других факторов.

Некоторые ученые вместо V/C вводят новые понятия. В частности, Ю. М. Баженов, Г. И. Горчаков, Л. А. Алимов, В. В. Воронин предложили [3] новые «структурные» характеристики бетона — объемную концентрацию цементного теста C и V/C цементного камня в бетоне W_6 [так называемое истинное $(V/C)_н$]. По их мнению, все основные

свойства бетона являются функцией этих структурных характеристик бетона. Новая теория настойчиво пропагандируется ее авторами, включается в монографии, статьи, диссертации, преподается студентам. По нашему мнению, это дезориентирует специалистов.

Упомянутые структурные характеристики бетона, согласно работе [3], определяются по формулам:

$$(V/C)_н = (V/C) - \frac{(P \cdot V_n + \text{Щ} \cdot V_{щ})}{C}$$

$C = C/\gamma_n + (V/C)_н \cdot C$, в $л/м^3$ бетона.
При $V=175$ л; $C=350$ кг; $P=630$ кг;
 $\text{Щ}=1260$ кг; $V/C=0,5$; $V_n=0,06$;
 $V_{щ}=0,02$:

$$(V/C)_н = \frac{175}{350} - \frac{(630 \cdot 0,06 + 1260 \cdot 0,02)}{350} = 0,5 - \frac{63}{350} = 0,5 - 0,18 = 0,32;$$

$$C = \frac{350}{3,10} + 0,32 \cdot 350 = 113 + 112 = 225 \text{ л};$$

$$V_{ц.т} = C/\gamma_n + B = \frac{350}{3,1} + 175 = 113 + 175 = 288 \text{ л},$$

где 63 л — водопотребность заполнителей (B_3);

112 л — вода, как бы оставшаяся для затворения цемента в бетоне;

288 л — полный объем цементного теста в бетоне ($V_{ц.т}$).

Для проверки преимуществ вновь введенных понятий C и $(V/C)_н$ автором данной статьи были проведены дополнительные опыты. Затворение бетонов производилось на гранитном щебне крупностью 5—20 мм, на песках с $M_{np}^п = 2,8$ и 1; на портландцементе марки 400 с $НГ=25,5\%$ и активностью 440 $кгс/см^2$ при разных V/C с $O.K.=2$ и постоянном V/C с $O.K.=2, 6$ и 16 см; $V_n^к=6$; $V_n^м=11,5$; $V_{щ}=2,5\%$. Результаты опытов обобщены в таблице и на рисунке.

Из таблицы видно, что $(V/C)_н$ во всех опытах меньше V/C затворения. При постоянном V/C затворения в бетонных смесях разной пластичности $(V/C)_н$ больше в пластичных и литых бетонных смесях, чем в жестких (опыт II). При постоянных $O.K.$ и V/C на одном и том же щебне $(V/C)_н$ больше на крупном песке, чем на мелком (опыт III). В этом случае, оказалось бы, и прочность бетона на мелком песке должна быть больше, чем на крупном. Однако, как видно из таблицы, прочность бетона на мелком песке при $(V/C)_н=0,26$ равна 340, а на крупном песке при $(V/C)_н=0,29—370$ $кгс/см^2$. Из примера следует, что введение $(V/C)_н$ и C не уточняет зависимость $R_6=f(C/V)$, и предложенные авторами структурные характеристики не имеют никаких преимуществ перед существующими.

Из рисунка (опыт I) также следует, что прочность бетона в зависимости от $(V/C)_н$, так же как и от V/C затворения, изменяется по прямой и имеет перелом. Ломаная линия 2 располагается ниже ломаной 1 и как бы копирует ее, следуя от нее в определенном интервале. Из графика видно, что введение $(V/C)_н$ не повышает точность функции $R_6=f(C/V)_н$ по сравнению с зависимостью $R_6=f(C/V)$, а новая теория не уточняет прогнозирование прочности бетона.

№ опыта	Расход материалов, кг				O.K. (Ж), см	V/C	R_6	$(V/C)_н/(C/V)_н$	$(V/C)_н \cdot C$ (B_3)	$V_{ц.т}$	C ($B_3+V_{ц.т}$)	$V_{ц.т}$ ($B+V_{ц.т}$)	
	B	C	P	Щ									
I	188	538	483	1200	2,7	0,35/2,86	500	0,24 / 4,17	129	184	303	362	
	178	446	570	1220	2,6	0,40/2,5	477	0,253/3,96	113,3	144	257,3	322,3	
	173	384	610	1245	2,5	0,45/2,23	419	0,273/3,66	105,2	124	229,2	297	
	170	340	657	1245	2,2	0,5 / 2	370	0,293/3,41	99,3	110	209,3	280	
	170	283	710	1245	1,8	0,6 / 1,67	291	0,34 / 2,94	96,2	91	187,2	261	
	170	213	790	1227	1,5	0,8 / 1,25	183	0,432/2,32	92	69	161	239	
	152	304	674	1300	(60)	0,5 / 2	392	0,261/3,84	79,2	98	177,2	250	
	167	334	657	1255	2	0,5 / 2	374	0,288/3,47	96,2	108	204	275	
	II	180	360	650	1210	6	0,5 / 2	365	0,309/3,24	110,8	116	226,8	296
		200	400	630	1153	16	0,5 / 2	350	0,332/3,01	133,4	129	162	329
III	168	336	657	1245	2	0,5 / 2	370	0,29 / 3,46	97,4	108	205,4	276	
	188	376	506	1320	2	0,5 / 2	340	0,26 / 3,84	97,6	121	218,6	309	

При V/C затворения 0,35, расходе цемента 538 кг и воды 188 л значение $(B/C)_н$ равно 0,238 (по данным статьи [4], оно может быть и 0,2). И если бы вода, в соответствии с показателями $V_п$ и $V_щ$ действительно не участвовала в затворении бетонной смеси, то при $(B/C)_н=0,238$ невозможно было бы обеспечить требуемую осадку конуса, равную 2,7 см. Однако на практике заданная О.К. при V/C большем 0,35 обеспечивается до 20 см и более. Следовательно, вся вода (за небольшим исключением) участвует в затворении бетонной смеси и в обеспечении заданной осадки конуса. Можно сделать вывод, что принятая методика определения $V_п$ и $V_щ$ слишком завышает их численные значения, а следовательно, и водопотребность заполнителей (т. е. количество воды, отвлекаемое песком и щебнем). Фактические значения $V_п$ и $V_щ$ гораздо меньше, а $(B/C)_н$ больше, оно практически немного отличается от V/C затворения. Все сказанное о $V_п$ и $V_щ$ подтверждается данными И. А. Киреевко [5]. По его методу водопотребность вольского песка и гранитного щебня соответственно составляет 1,35 и 0,5—0,7%, тогда как аналогичные показатели по методике Б. Г. Скрамтаева и Ю. М. Баженова соответственно равны 4 и 2—6 (разница в 3—7 раз).

Следует иметь в виду, что водопотребность щебня составляет около 50% его водопоглощения. При расходе гранитного щебня 1200 кг/м³ бетона и его водопоглощении 0,5% водопотребность будет равна $1200 \cdot 0,005 \cdot 0,5 = 3$ л (или максимум $1200 \cdot 0,005 = 6$ л), тогда как, по данным [4], общая водопотребность заполнителей составляет от 50 до 110 л, а щебня 20—60 л.

Прочность бетона при V/C затворения 0,5 и соответствующему ему $(B/C)_н=0,293$ получается одна и та же и составляет 370 кгс/см². Если бы вода, идущая на смачивание и водопоглоще-

ние заполнителя, не участвовала в гидратации цемента при твердении бетона, то при $(B/C)_н=0,293$ прочность бетона была бы больше, чем при V/C затворения. Следовательно, почти вся вода затворения участвует в процессе гидратации цемента при твердении бетона и прочность определяется не $(B/C)_н$, а V/C затворения, т. е. полным V/C .

Поэтому $(B/C)_н$ и C не уточняют и не упрощают подбора состава бетона и не повышают точности прогнозирования его прочности, не приводят к экономии цемента, но осложняют ясные и установленные принципы расчетов составов бетона.

В бетонах при разных значениях V/C затворения $(B/C)_н$ не соответствует и не коррелируется с V/C цементного теста нормальной густоты. При низких V/C затворения $(B/C)_н$ меньше, а при высоких — намного больше V/C теста нормальной густоты, поэтому структурные характеристики цементного теста в бетоне не соответствуют аналогичным характеристикам цементного теста нормальной густоты, тогда как введение $(B/C)_н$ и C обосновывалось получением и сопоставлением одинаковых структур.

Можно согласиться с авторами [3], что $M_{кр}^п$ и удельная поверхность заполнителя не позволяет достаточно точно оценить качество песка и щебня. Безусловно, оценка качества песка непосредственно в бетонной смеси является более надежной. Однако методика определения $V_п$ и $V_щ$ должна быть уточнена и только для того, чтобы можно было более точно оценивать качество заполнителей, определять необходимое количество воды и устанавливать общий ее расход на 1 м³ бетона с заданной О.К.

Значение C меньше полного объема цементного теста (на объем воды, идущей на смачивание заполнителей). Однако чтобы определить его, нужно знать расход песка и щебня, а также $V_п$ и $V_щ$. Заранее эти данные не известны. Введение C вместо $V_{ц.т}$ также не уточняет и не упрощает подбора состава бетона. Подробных данных для назначения C и $(B/C)_н$ нет, тогда как пески и щебень разной крупности, цементы с разной НГ теста, бетоны разных марок, смеси разной пластичности и жесткости имеют свое $(B/C)_н$, что затрудняет проектирование по $(B/C)_н$ состава бетона требуемой прочности.

В работе [6] подробно описаны новая теория и ее достоинства. Однако $(B/C)_н$ и C не используются в примерах подбора состава бетона, а $V_п$ используется только для уточнения величины α — коэффициента раздвижки зерен щебня раствором. Это лишний раз свидетель-

ствует о том, что при подборах составов бетона можно вполне обходиться без $(B/C)_н$ и C .

Однако авторы настойчиво пропагандируют [4] подборы составов бетона с помощью $(B/C)_н$ и C . Эти взаимозависимые параметры включаются в планы проведения экспериментов и входят в математическую модель прочности, морозостойкости бетона, однако точность подборов составов бетона от этого не повышается. Например, в составах бетона 5, 6, 18 [4] расход цемента составляет 955, 1146, 966; воды — 256, 276, 341 л, а морозостойкость бетона — 580, 610, 470 циклов. Такие высокие расходы цемента в практике не известны.

К сожалению, в работе [4] прочность бетона и осадка конуса не приведены, поэтому для установления О.К. нами были выполнены опытные затворения бетонной смеси составов 17,34, 36 (на цементе М 400; гранитном щебне 5—20 мм; песке с $M_{кр}^п=2$). При расходе воды 312 и 404 л (составы 34, 36) бетонные смеси имели О.К. = 27 см. После снятия конуса произошло полное расслоение смеси, цементный раствор почти полностью отделился от щебня. Таким образом, в работе [4] при планировании эксперимента неправильно были выбраны интервалы варьирования взаимозависимых факторов, в результате чего многие составы оказались нереальными.

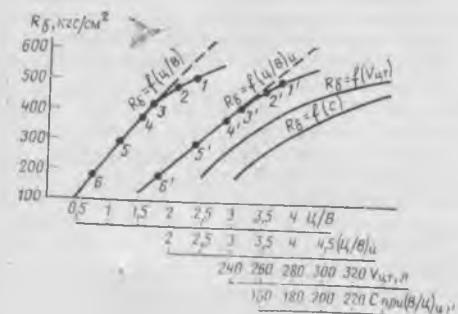
Структурные характеристики не нужны и для производственных целей. Как известно, при выдаче состава бетона строителям указываются расходы материалов, V/C и О.К. (Ж). Расход воды указывает полный, без деления его на водопотребность заполнителей и без указания $(B/C)_н$ и C .

Из изложенного ясно, что введение $(B/C)_н$ и C не уточняет подбора состава бетона, но затрудняет понимание существа вопроса. Предложенные «структурные» характеристики $(B/C)_н$ и C не уточняют подбора состава бетона и прогнозирование его прочности, морозостойкости и водонепроницаемости, не приводят к экономии цемента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сизов В. П. Проектирование составов бетонов. М., Стройиздат, 1968.
2. Сизов В. П. Проектирование составов тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1979.
3. Баженов Ю. М., Горчаков Г. И., Алимов Л. А., Воронин В. В. Структурные характеристики бетона. — Бетон и железобетон. 1972, № 9.
4. Алимов Л. А., Воронин В. В. и др. Зависимость морозостойкости бетонов от их структуры и температурных деформаций. — Бетон и железобетон. 1972, № 10.
5. Киреевко И. А. Указания по использованию мелких песков для бетона и раствора. Киев, 1953.
6. Баженов Ю. М. Способы определения состава бетона различных видов. М., Стройиздат, 1975.

СИЗОВ В. П., канд. техн. наук



Прочность бетона в зависимости от (C/B) , (C/V) и C . $V_{ц.т}$ и C . $(B/C)_н$ в точках 1', 2', 3', 4', 5', 6' соответствует V/C затворения в точках 1, 2, 3, 4, 5, 6

Х. С. ВОРОБЬЕВ, д-р техн. наук, проф. (НИЛ ФХММ и ТП);
Ю. В. ГОНТАРЬ, канд. техн. наук; А. И. ЧАЛОВА, инж. (ВНИИСТРОМ);
Е. М. СЕРГЕЙКИНА, канд. техн. наук (ВНИИЭСМ)

Прогрессивные способы отделки крупноразмерных стеновых изделий из ячеистых бетонов

Научно-исследовательскими институтами Минстройматериалов СССР и другими организациями разработаны различные способы заводской защитно-декоративной отделки изделий из ячеистых бетонов, широко применяемые на заводах отрасли. В 1980 г. с такой отделкой изготовлено 67,8% всех ячеистобетонных стеновых панелей, в том числе 74,4% всего выпуска панелей для жилищно-гражданского и 60,4% для промышленного строительства. Произведено более 3,7 млн. м² панелей с отделкой лицевой поверхности, в том числе 2,4 млн. м² с послеавтоклавной, а 1,3 млн. м² — в процессе формирования.

Для отделки ячеистобетонных изделий в процессе формирования чаще всего применяют дробленые каменные материалы, а также керамическую и стеклянную плитку. После автоклавной обработки широко используют окраску, отделку дроблеными материалами на клеевой основе, тонкослойные декоративные штукатурки.

Опыт работы Свердловского ДСК, Харьковского ДСК № 1, Ворошиловградского, Гродненского, Сморгонского комбинатов строительных материалов и других предприятий доказал возможность выполнения в заводских условиях различных способов отделки, отвечающей высоким требованиям современного градостроительства. Комплексное решение вопросов позволяет улучшить качество этих работ даже без освоения принципиально новых способов.

На заводе ЖБИ им. Ленинского комсомола в Свердловске комплексная работа ученых, работников производства и архитекторов позволила значительно улучшить качество отделки и расширить цветовую гамму. Освоено производство газозолобетонных панелей наружных стен объемной массой 700 кг/м³, облицованных цветной стеклянной крошкой на клеевой полимерцементной основе. Используется стеклянная крошка белого, зеленого, голубого и синего цветов, мраморная красного цвета, коричневый керамзитовый песок. Применяется узкофракционированный щебень из белого мрамора, светлого кварцита и т. д. Комплектуемые элементы — ограждения, лоджии и др. — выполняются из железобетонных изделий с рельефными поверхностями, окрашенными органически-силикатной краской ВН-30.

НИПСиликатобетон в ПО Сморгоньсиликатобетон разработаны конвейерная линия и комплект стационарных отделочных машин, позволяющие значительно повысить надежность работы конвейера и уровень механизации

некоторых операций. В комплект входят установки для подготовки поверхности изделий под отделку и по нанесению защитно-декоративных покрытий, универсальная грунтовочно-фиксирующая машина, узел по освещению и повторному использованию промывных вод.

Особого внимания заслуживает установка для подготовки поверхности изделий под отделку. С ее помощью приготавливают грунтовочную смесь, наносят ее на поверхность с пропиткой на определенную глубину, разрушают структуру бетона поверхностного слоя изделий, перемешивают разрушенный материал с грунтовочной смесью, формируют из полученной смеси шпатлевочно-отделочный слой.

Перспективным направлением является создание конвейерных отделочных линий с вертикальным расположением панелей, при котором открывается возможность одновременной отделки наружной и внутренней поверхностью изделий, исключается необходимость их кантования. Такая отделочная линия, разработанная НИИЖБ совместно с НПО Лакокраскокрытие при участии КБ по железобетону Госстроя РСФСР, работает на Пензенском заводе КПД. Она предназначена для отделки ячеистобетонных панелей лакокрасочными материалами и декоративными присыпками на клеющей основе в электростатическом поле. Для приготовления отделочных составов используется клей НВА-421, выпускаемый Лидским лакокрасочным заводом по лицензии ГДР.

Конвейерная линия общей длиной 76 м состоит из постов для закрепления и съема панелей, непрерывного подвешного цепного конвейера, трех окрасочных и двух сушильных камер. Конвейер перемещает изделия со скоростью 1 м/мин. Производительность линии — 250—300 м² отделанной поверхности изделий в смену.

На Харьковском ДСК и во ВНИИСТРОМе разработаны установки для нанесения полимерцементных составов на вертикально установленные изделия. Отделка стеновых панелей может осуществляться по стеновому способу (по опыту Харьковского ДСК) или на отделочных конвейерах на серийно выпускаемых транспортных устройствах конструкции КБ по железобетону. В настоящее время такой конвейер осваивается на Саратовском опорно-экспериментальном сельском домостроительном комбинате. Конструкция рабочего органа установки позволяет производить тиксотропное разжижение полимерцементных растворов повышенной вязко-

сти, что способствует повышению их клеящей способности.

Упомянутый способ нанесения полимерцементных растворов при отделке крупноразмерных изделий позволяет значительно сократить потери отделочного состава при производительности линии до 300 м² отделанной поверхности в смену. Значительно снижается трудоемкость работ. Затраты труда на 1 м² при ручной отделке достигают 0,3—0,35 чел.-ч, а при отделке стеновых изделий на конвейерных линиях, оснащенных комплектами современных машин, составляют 0,1—0,15 чел.-ч. Организация поточного производства при отделке стеновых изделий уменьшает число операций, выполняемых с помощью мостового крана, более рационально используются производственные площади.

В последние годы у нас в стране и за рубежом наблюдается стремление заменить плоские фасадные поверхности профилированными рельефными. Наличие выступов и впадин позволяет чередовать свет и тени, ликвидировать монотонность плоских поверхностей, замаскировать дефекты, а иногда и стыки между панелями. Это направление успешно развивается у нас в стране на заводах крупнопанельного домостроения.

Во ВНИИСТРОМе, Минском НИИСМ, НИСИ и в других организациях и на заводах разработаны различные приемы формирования ячеистобетонных изделий с рельефной поверхностью, полученной с помощью матриц, а также рельефообразующих материалов (дробленый камень, цдильеб, обрезки гнутой арматуры и т. д.), укладываемых на дно формы.

Рельефная отделка поверхности ячеистобетонных изделий с последующим покрытием полимерцементным составом освоена на Новосибирском ЖБИ № 1 в содружестве с Новосибирским инженерно-строительным институтом. Исследования НИСИ подтвердили, что при создании орнаментальной прерывистой отделки суммирующие напряжения в материале панелей уменьшаются, что способствует повышению их трещиностойкости.

Технология заводского получения рельефной декоративной поверхности с использованием целлофановой пленки разработана Минским НИИСМом. Этот вид отделки (глубина рельефа до 20 мм) применен при сооружении общежития-гостиницы в пос. Шемьслыца БССР. Панели с рельефом «чешуя» изготовлены Могилевским комбинатом силикатных изделий.

Одним из способов получения рельефной поверхности и подготовки поверхности бетона под отделку является получение бетона переменной плотности путем прикатки горбушки. На Ступинском, Люберецком и других заводах ячеистого бетона такая прикатка на армированных крупноразмерных изделиях осуществляется машинами, выполненными в виде самоходных порталов, на которых смонтированы специальный вал и механизмы его подъема, опускания и вращения.

Уралнистромпроектом разработаны машины для прикатки ячеистого бетона горячим валом с температурой поверхности 150—200°C, благодаря чему между валом и прикатываемой массой образуется паровая прослойка, что исключает налипание смеси на вал. Машина может подрезать горбушку до требуемой высоты, производить ее прокатку, налить и прокатывать декоративный или защитный слой из сыпучего материала, отделять поверхность рельефным рисунком. Машины внедрены на Калининском комбинате стройматериалов № 2 и Староскопском заводе силикатных стеновых материалов. Как показали исследования, метод рельефного тиснения повышает трещиностойкость изделий.

В последние годы существенно возросли объемы применения в строительстве красок водоразбавляемых эмульсионных (обычно на основе акрилатов и поливинилацетата) и на основе полимеров с применением органических растворителей. Эмульсионные краски на основе акрилатов отличаются высоким межремонтным периодом эксплуатации — не менее 15 лет, стойкостью к дей-

ствию агрессивных сред и омыляющих веществ. Их применяют для окрашивания наружных стен новых зданий и при ремонте старых. Эмульсионные краски на основе акрилатов отличаются высокой степенью паропроницаемости, небольшой водопроницаемостью и широко используются в строительной практике ГДР, Швеции, ФРГ и других стран.

Во ВНИИСТРОМе разработана и применена в Белгород-Днестровском (Одесская обл.) для отделки фасада жилого дома серии 126 водоэмульсионная краска, в качестве связующего в ней использована акриловая эмульсия МБМ-5с отечественного производства. Краска защищает обработанную поверхность ячеистого бетона от воздействия влаги, улучшает атмосферостойкость лицевого слоя.

Для повышения водозащитных и декоративных свойств окрасочных покрытий, придания им шероховатой фактуры в их состав перед употреблением вводят цемент и различные наполнители (кварцевый песок — молотый и естественный, тальк, перлитовый песок и т. д.). Краски наносят на очищенную от пыли и загрязнений, выровненную и зашпатлеванную в местах повреждения и раскрытия трещин, а также огрунтованную поверхность ячеистого бетона за два-три раза с помощью пневмофорсунок.

В состав водоэмульсионных красок можно дополнительно вводить гидрофобизирующие жидкости. Такие составы (ГФС-2) предложены НИИМосстроем.

Широкое применение для отделки

ячеистобетонных изделий получили поливинилацетатные и латексцеллюлозные окрасочные составы. Отделка стеновых панелей из ячеистого бетона поливинилацетатными (ПВАЦ) составами по РСН ЭССР 20-26-69 и СН 277-80, разработанным НИИСтроительства Госстроя ЭССР, применяется на Нарвском и Ахтмеском комбинатах строительных материалов, Рижском ЖБИ № 1 и на других заводах и объектах.

Задача повышения архитектурной выразительности зданий и комплексной застройки кварталов успешно решается путем освоения на одном предприятии нескольких способов отделки (до 5—6 видов), а также путем расширения пластических и декоративных возможностей отделки.

Дальнейшее совершенствование заводской отделки ячеистобетонных изделий может быть осуществлено при создании современных высокомеханизированных линий; при оснащении отделочных линий комплектами оборудования для нескольких видов отделки; при расширении цветовой гаммы отделочных покрытий, пластических и фактурных решений отделяемых поверхностей; при расширении ассортимента отделочных материалов, прежде всего современных лакокрасочных составов. При этом необходимо определять не только единовременные затраты, но и общую экономическую эффективность отделки (при ее расчете учитывают долговечность отделки и сроки межремонтной эксплуатации). В заводских условиях можно рационально сочетать более дорогие и сложные виды отделки с недорогими массовыми способами их нанесения.

УДК 691.327:666.9.055

И. Ф. РУДЕНКО, д-р техн. наук;
П. Г. ЛАВРИНЕВ, В. Н. КУЗИН, инженеры (НИИЖБ)

Оптимальные параметры безвибрационного роликового формирования плоских изделий

Результаты экспериментальных и теоретических исследований, передовой производственный опыт свидетельствуют о том, что широкое внедрение виброформования бетона может существенно повысить уровень механизации и автоматизации изготовления, а также качество изделий. Однако дальней-

шие успехи в этой области не могут быть достигнуты без необходимости повышения интенсивности вибрирования, что в свою очередь снижает долговечность оборудования и повышает уровень шума и вибрации.

Одним из перспективных и уже в достаточной степени проверенных ме-

тодов является безвибрационное роликовое формирование, впервые предложенное в Гипростроммаше.

Конструктивная схема такого устройства предельно проста (см. рис. 1) [1—3]. Уплотнение происходит за счет вдавливания роликами в нижележащие слои новых порций смеси, непрерывно поступающих из расходного бункера малыми порциями. Формование происходит сначала при неподвижной форме до образования валика смеси перед роликами со стороны незаполненной части формы, затем форма с определенной скоростью подается под рабочий орган до полного заполнения и выхода с противоположной стороны формирующего устройства. Скорость подачи формы является технологическим фактором, обеспечивающим в совокупности с другими параметрами степень уплотнения формируемого изделия [4—5].

В предложенном Гипростроммашем устройстве уплотняющие ролики свободно вращались относительно уплотняемой поверхности, в результате чего они проскальзывали и недостаточно уплотняли изделие у бортов формы. Для повышения качества и снижения трудоемкости изготовления изделий НИИЖБ предложено устройство¹, в котором

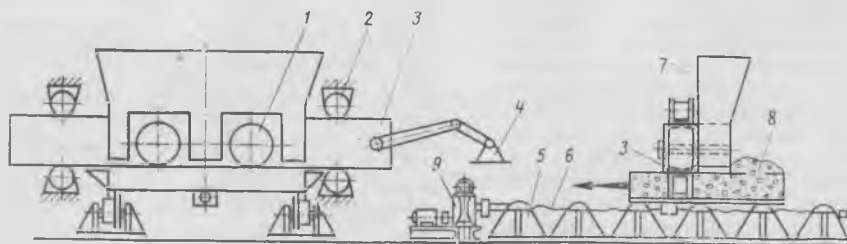


Рис. 1. Конструктивная схема устройств роликового формирования

1 — формирующие ролики; 2 — направляющие; 3 — балка; 4 — кривошипно-шатунный механизм; 5 — ролик; 6 — ходовой винт; 7 — расходный бункер; 8 — форма; 9 — привод перемещения формы

А. с. № 655548. Устройство для формирования строительных изделий. И. Ф. Руденко, А. А. Фоломеев, В. Н. Кузин и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1979, № 13.

свободное вращение роликов замснено их принудительным поворотом, что исключает возможность их проскальзывания относительно поверхности бетонной смеси.

Проведенные НИИЖБ совместно с Гипростроммашем экспресс-исследования показали существенные преимущества технологии роликового формования. К ним относятся: отказ от дорогостоящего и дефицитного крупного заполнителя, что позволяет получить экономию не менее 3—6 р/м³; возможность уплотнения особо жестких мелкозернистых смесей и получения бетонов повышенной прочности и долговечности ($R_{сж}$ до 80 МПа, Мрз до 600 циклов). Один агрегат осуществляет раскладку, уплотнение, а также заглаживание поверхности формуемого изделия, что является преимуществом при создании высокомеханизированных технологических линий. Улучшаются условия труда обслуживающего персонала за счет отсутствия вибрации и существенного снижения шума. Изделия получаются без пор и раковин и не требуют дополнительной отделки. Формовочные машины просты в устройстве и обслуживании.

Чтобы установить влияние режимов роликового формования на уплотнение бетонной смеси, были обобщены экспериментальные данные, полученные на лабораторном стенде НИИЖБ, на установках комбината Сельиндустрия (Орехово-Звево) комбината им. 50-летия Октября (Клин), на опытно-экспериментальной базе НИЛ ФХММ и ТП и завода ЖБИ № 17 (Москва).

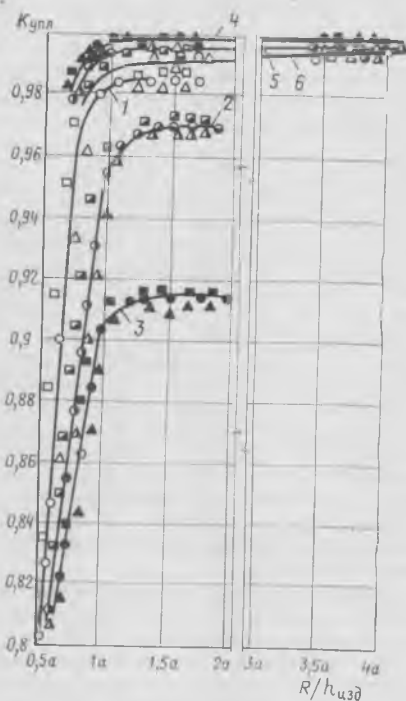


Рис. 2. График влияния режимов формования на степень уплотнения бетонной смеси
1—3 — при свободном вращении роликов; 4—6 — с принудительным вращением сектора:
○ — смеси с ПЗПЦТ; △ — смеси с ИЦТ; □ — смеси с НЦТ; ○, △, □ — при 0,7*l*_в; ○, △, □ (обозначения заштрихованы наполовину) — при *l*_в; ●, ▲, ■ — при 1,3*l*_в

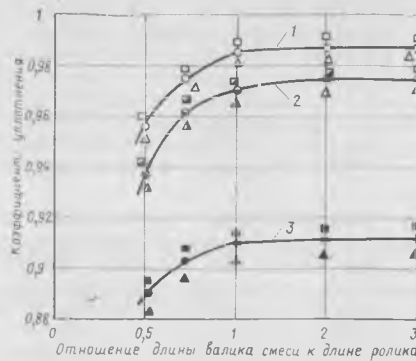


Рис. 3. График влияния режимов формования на степень уплотнения бетонной смеси

1 — при 0,7*l*_в; 2 — при *l*_в; 3 — при 1,3*l*_в;
○ — смеси с ПЗПЦТ; △ — смеси с ИЦТ; □ — смеси с НЦТ

Оценивалось влияние диаметра прессующего ролика (D_p), толщины формуемого изделия ($h_{изд}$), частоты воздействия ролика на бетонную смесь (n), длины валика бетонной смеси, принудительного и свободного вращения роликов на степень уплотнения смеси. Использовали составы с полным заполнителем межзерновых пустот в уплотненном песке цементным тестом (ПЗПЦТ), с некоторой раздвижкой зерен песка — с избытком цементного теста (ИЦТ), а также составы с недостатком цементного теста (НЦТ) в диапазоне от 250 до 650 кг/м³.

Из бетонных смесей с полным заполнением цементным тестом пустот в межзерновом пространстве по роликовой технологии (при коэффициенте уплотнения 0,997) можно получать бетон марок М 600—М 800. Но такая высокая прочность не требуется для основной массы бетонных и железобетонных изделий, применяемых в современном строительстве, поэтому была проверена и подтверждена возможность получения бетонов средних и низких марок за счет неполного заполнения межзерновых пустот цементным тестом. Эти мелкозернистые смеси по расходу цемента приближаются к обычным для тяжелого бетона, формуемого по вибротехнологии. Их использование позволяет сократить перерасход цемента.

По результатам экспериментальных данных построен график (рис. 2). Из графика видно, что наибольшая степень уплотнения достигается при соблюдении условия:

$$P \geq a h_{изд},$$

где a — эмпирический коэффициент.

В экспериментах серии I лучше уплотнялись смеси с ИЦТ, чем смеси с ПЗПЦТ и ИЦТ. Это можно объяснить тем, что, по-видимому, легче уплотнить смеси, в которых имеется специально созданный запас пустот для цементного теста. Для уплотнения смесей, в которых такого запаса пустот нет, машине приходится затрачивать дополнительную энергию, чтобы обеспечить плотную упаковку компонентов. Из графика на рис. 1 видно, что в серии I опытов с увеличением n наблюдалось резкое падение коэффициента уплотнения $K_{упл}$. Снижение $K_{упл}$ можно объяснить проскальзыванием роликов относительно поверхности уплотняемой бетонной смеси

за счет возрастания инерционных сил и уменьшения сил сцепления. Такой закономерности не было обнаружено в серии II экспериментов с принудительным вращением рабочего органа. Кроме того, в этой серии экспериментов не удалось установить влияния состава смеси на степень ее уплотнения.

Принудительное вращение рабочего органа в сочетании с повышенными $R/h_{изд}$ [в серии I опытов $R/h_{изд} = (0,5—1,5) a$, в серии II — $R/h_{изд} = (0,8—4,2) a$] значительно повысили интенсивность и качество уплотнения. Именно интенсивностью уплотнения можно объяснить повышение $K_{упл}$ с увеличением n . Таким образом, принудительное вращение ролика открывает новые возможности для увеличения коэффициента уплотнения и рекомендуется к практическому применению.

На графике (рис. 3) показано влияние длины валика l_v бетонных смесей разного состава, уплотняемых при разных частотах воздействия роликов n на степень уплотнения бетона $K_{упл}$. Опыты проводились со свободным вращением роликов. Из графика видно, что с увеличением l_v наблюдается повышение степени уплотнения. Однако $K_{упл}$ увеличивается до определенного предела ($l_p \approx l_v$), а затем стабилизируется.

Наблюдается лучшее уплотнение смесей с ИЦТ, чем с ПЗПЦТ и ИЦТ.

Выводы

Степень уплотнения бетонной смеси с увеличением отношения $R/h_{изд}$ возрастает независимо от того, свободно или принудительно вращается ролик.

Наиболее эффективно принудительное вращение, при этом достигается большее уплотнение и открываются возможности для увеличения производительности процесса.

Смеси с недостатком цементного теста уплотняются лучше, чем смеси с полным заполнением пустот в песке цементным тестом и с его избытком. Это особенно характерно для установок со свободным вращением роликов.

На степень уплотнения заметное влияние оказывает длина валика l_v . Выявлено, что для обеспечения надлежащего уплотнения оптимальная длина валика должна быть не менее длины прессующего ролика l_p .

Дополнительные сведения по технологии роликового формования можно получить по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6. НИИЖБ Госстроя СССР, лаборатория «Совершенствование заводской технологии железобетона».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руденко И. Ф., Якушин В. А., Сизов Г. В. и др. Способ роликового формования изделий из мелкозернистых бетонов. Труды НИИЖБ, вып. 35, М., 1978.
2. Селиванова С. А., Кузин В. Н. Формование с помощью роликов жестких мелкозернистых смесей. Труды НИИЖБ, вып. 30, М., 1977.
3. Королев Н. Е., Кузин В. Н., Селиванова С. А. Формование железобетонных изделий методом роликового прессования. Труды НИИЖБ, вып. 22, М., Стройиздат, 1976.
4. Технология безвибрационного формования железобетонных изделий. Материалы республиканского научно-технического совещания. Минск, 1979.
5. Архипкин А. А., Лавринев П. Г. Технология роликового формования плоских бетонных и железобетонных изделий из мелкозернистых смесей. В сб.: Исследования в области технологии и структурообразования строительных материалов и изделий на их основе Тбилиси, 1981.

Стальная термоактивная опалубка

В практике бетонирования при отрицательных температурах широко применяют метод, основанный на использовании экзотермического тепла в сочетании с внешним (по контуру бетонизируемой конструкции) тепловым воздействием. Такое воздействие создается кондуктивной теплопередачей от нагретой палубы термоактивной опалубки. По сравнению с электродным прогревом этот метод характеризуется меньшей трудоемкостью и стоимостью, меньшими затратами энергии и материалов, возможностью активного регулирования теплового режима забетонированной конструкции на всех стадиях ее термообработки.

В термоактивную можно переоборудовать любую опалубку каркасной конструкции с палубами из различных материалов — дерева, фанеры, пластмасс, стали и др. Для этого тыльную сторону палубы оборудуют электрическими нагревателями, являющимися главными рабочими элементами термоактивной опалубки. В качестве нагревателей применяют гибкие греющие кабели и провода, трубчатые электронагреватели — ТЭНы, стальные, стержневые, трубчато-стержневые и уголково-стержневые, стальные и медные сетчатые нагреватели, токопроводящую резину и др.

Нагреватели, являясь автономными источниками тепла, усложняют конструкцию опалубки, требуют дополнительного расхода материальных и трудовых ресурсов. При оборудовании нагревателями стальных опалубочных щитов эти усложнения еще более значительны. Кроме того, тепловая энергия от электронагревателя передается бетону через различные изолирующие слои и палубу щита, что приводит к повышению энергозатрат.

Для устранения конструктивных не-

совершенств предложен новый тип стальной термоактивной опалубки, из конструкции которой исключен обособленный нагревательный элемент, а источником теплоэнергии служит стальная палуба щита. Для этого палуба щита непосредственно включается в электрическую цепь через понижающий трансформатор. Поскольку конструктивные особенности опалубки продиктованы технологическими требованиями обеспечения прочности и жесткости, палуба щита, как правило, представляет собой стальной лист толщиной 2—4 мм (в индивидуальной конструкции, либо в инвентарной опалубке «Монолит»). Это определяет электрические характеристики опалубки, основным из которых является электрическое сопротивление палубы щита, составляющее десятитысячные доли Ома. Для выделения строго расчетной мощности, необходимой при рациональных режимах термообработки, регулирующим параметром служит подводимое к палубе напряжение, равное 0,7 : 3 В. При этом сила тока в стальном листе составляет 5000—10 000 А.

Конструктивно каждый опалубочный щит можно оборудовать понижающим трансформатором, либо несколькими последовательно включенных щитов — одним трансформатором соответственно большей мощности. При последовательном включении щитов необходимо принимать специальные меры для электрического соединения их в замкнутую цепь.

Впервые в практике производства бетонных работ при отрицательных температурах наружного воздуха стальная низковольтная термоактивная опалубка применена при возведении монолитных фундаментов под колонны на строительстве объектов производственной

базы Марийского территориального управления строительства.

Фундаменты представляют собой трехъярусные конструкции объемом 5 м³ и имеют размеры в плане 2×3 м, с высотой каждого яруса 0,5 м. Их бетонировали с помощью комплекта переоборудованной опалубки «Монолит-72», причем каждый ярус набирался из четырех унифицированных щитов соответствующих размеров. Щиты каждого яруса электрически последовательно соединяли между собой, кроме того, два верхних яруса соединяли между собой последовательно, поскольку их суммарная длина примерно соответствовала периметру нижнего яруса.

Для последовательного соединения щитов и передачи силы тока до 10 000 А была разработана конструкция узла гибкого электрического соединения щитов. Для обеспечения равномерного электрического и температурного поля на поверхности палубы к металлическому листу опалубки в его противоположных концах были припаяны оловянным припоем медные шины сечением 400 мм². Отгибы шин примыкающих листов соединяли между собой гибким пакетом, набранным из листов медной фольги толщиной 0,2 мм каждый (рис. 2).

Фундаменты бетонировали на отогретом грунтовом основании, предварительно установив в опалубку нижнюю арматурную сетку, а также хромель-копелевые термопары для изме-

Рис. 2. Соединение щитов низковольтной термоактивной опалубки

1 — щит опалубки; 2 — гибкий пакет медной фольги; 3 — оловянный припой; 4 — медная шина; 5 — крепежные болты

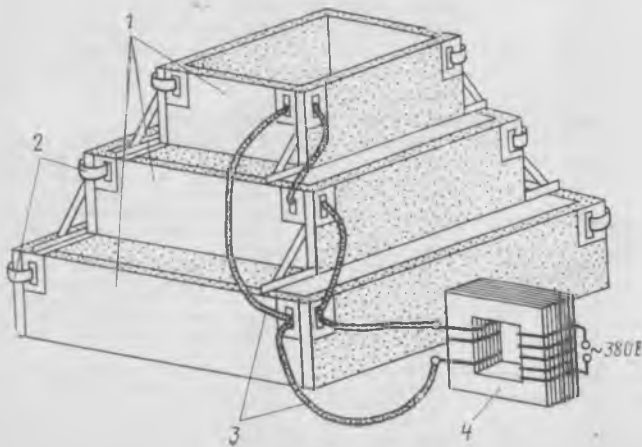


Рис. 1. Схема электрического соединения греющих щитов опалубки

1 — унифицированный щит опалубки; 2 — узел электрического соединения щитов; 3 — соединительные шины; 4 — понижающий трансформатор

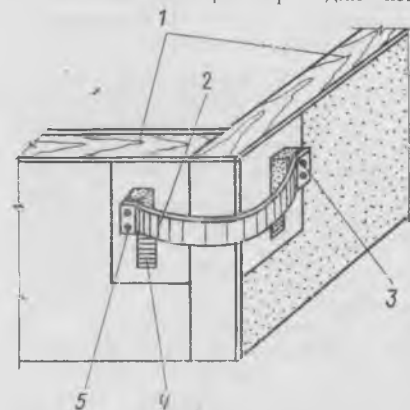


Рис. 2. Соединение щитов низковольтной термоактивной опалубки

1 — щит опалубки; 2 — гибкий пакет медной фольги; 3 — оловянный припой; 4 — медная шина; 5 — крепежные болты

рения характеристик температурного поля. Применяли бетон марки М200 с расходом 350 кг/м³ портландцемента марки М400. Бетонную смесь температурой +15°C укладывали в конструкцию поворотной бадьей с помощью автомобильного крана, уплотняли глубинным вибратором. Температура наружного воздуха составляла -8(-12)°С. Сразу же после бетонирования начинали прогрев в течение 8 ч, после чего бетон остывал в опалубке, а его открытые поверхности были утеплены.

Температура изотермического прогрева в прилегающих к опалубке слоях бетона составляла +80°C и была достигнута через 4 ч после начала прогрева. Изотермическую температуру

поддерживали периодическим включением-выключением электрической цепи. Температура бетона в центральной части конструкции к 4 ч изотермического выдерживания достигла +50°C, а к 8 ч — +70°C. Распалубливание производили через 24 ч после теплового выдерживания. К этому моменту прочность бетона составила 15 МПа (75% R_{28}).

Опыт применения стальной низковольтной термоактивной опалубки показал, что по сравнению с традиционным электродным прогревом экономия составляет до 1,5 р., снижается расход электроэнергии на 8 кВт·ч, сокращается безвозвратный расход материалов (металла на электроды) на 8 кг, сни-

жаются трудозатраты — около 1,4 чел·ч на 1 м³ бетона.

Выводы

Применение в качестве греющего элемента термоактивной опалубки стальной палубы щита позволяет существенно упростить конструкцию опалубки, обеспечивает ее изготовление силами механических мастеровских, приводит к снижению трудовых и энергетических затрат.

Проведенные исследования и апробация бетонирования монолитных фундаментов с применением инвентарной стальной низковольтной термоактивной опалубки свидетельствуют о ее высокой технической и экономической эффективности.

Вопросы экономики

УДК 628.143.1/.5(083.78)

В. С. ДИКАРЕВСКИЙ, д-р техн. наук; О. А. ПРОДОУС, П. П. ЯКУБЧИК, кандидаты техн. наук (ЛИИЖТ)

Назначение оптовых цен на напорные трубы в зависимости от шероховатости внутренней поверхности

Оптовая цена напорных железобетонных труб определяется их себестоимостью, которая складывается из стоимости материалов, основной и дополнительной заработной платы, расходов на содержание и эксплуатацию оборудования и цеховых расходов. Однако назначенная таким образом цена не учитывает качественных показателей труб. Основными критериями качества напорных труб являются трещиностойкость, водонепроницаемость и шероховатость, поэтому целесообразно высказать некоторые соображения в отношении шероховатости, поскольку в настоящее время готовится к переизданию ГОСТ 12586—74 «Трубы железобетонные напорные виброгидропрессованные» и Прейскурант № 06-08 цен на эти трубы, в которые войдут количественные нормативы этого параметра.

Известно, что, несмотря на одинаковую технологию, заводы выпускают трубы с различной шероховатостью внутренней поверхности, что объясняется, по-видимому, особенностями производства. На одном и том же предприятии шероховатость труб отличается незначительно. В то же время установлено, что именно величина шероховатости существенно влияет на гидравлические сопротивления труб и в конечном счете на затраты электроэнергии при транспортировании жидкости по трубопроводу [1].

В результате проведенных ЛИИЖТ исследований установлено, что основным параметром шероховатости внутренних стенок труб — среднее арифметическое отклонение профиля поверхности от средней линии R_a — колеблется от 70 до

120 мкм, причем в среднем для всех заводов страны $R_a \approx 90$ мкм. В данных расчетах этот показатель принят за единицу отсчета. Учитывая актуальность мероприятий по экономии электроэнергии, металла и материальных ресурсов в народном хозяйстве, передовые заводы страны по рекомендациям работы [2] уже выпускают трубы с улучшенной внутренней поверхностью, что дает экономический эффект не только при эксплуатации трубопроводов, но и в процессе их производства.

Один из основных способов уменьшения шероховатости внутренней поверхности стенок железобетонных труб — использование улучшенных резиновых чехлов и пластифицированной бетонной смеси [2, 3]. Заводы, выпускающие продукцию с параметром $R_a < 90$ мкм, должны получать надбавку к оптовым

ценам на трубы, причем чем меньше R_a , тем больше должна быть эта надбавка. И наоборот, если $R_a > 90$ мкм, то оптовую цену трубы следует уменьшить. Надбавка к оптовым ценам при уменьшении R_a является функцией сэкономленной электроэнергии в процессе эксплуатации трубопроводов с улучшенной внутренней поверхностью:

$$\Delta C = a \Delta e,$$

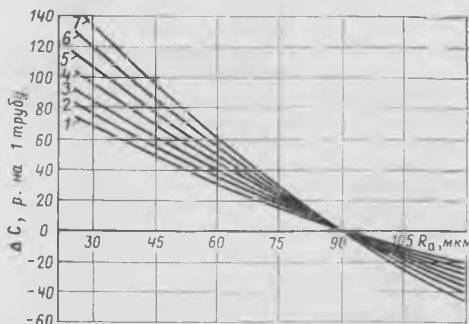
где ΔC — надбавка к оптовым ценам на напорные трубы в зависимости от шероховатости внутренней поверхности, р. на 1 трубу; a — средний тариф за 1 кВт·ч электроэнергии согласно Прейскуранту № 09-01; Δe — количество сэкономленной электроэнергии на 1 трубу в год при изменении шероховатости стенок, кВт·ч [1].

На рисунке приведены графики зависимости оптовых цен на 1 трубу от шероховатости внутренней поверхности по приведенной формуле для различных диаметров труб. Расчеты выполнены по методике [1]. Из графиков видно, что надбавка является функцией шероховатости стенки трубы.

Поскольку надбавки рассчитаны из условий реальной экономии электроэнергии, получаемой только при эксплуатации труб с уменьшенным гидравлическим сопротивлением, то общую надбавку, очевидно, нельзя относить целиком в актив предприятий, выпускающих трубы. На первой стадии введения надбавок, по-видимому, справедливо считать, что около 50% экономического эффекта приходится на заводы-изготовители. Предложенное изменение оптовых цен будет способствовать повышению качества напорных железобетонных труб.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дикаревский В. С., Якубчик П. П., Проудос О. А. Экономические преимущества железобетонных напорных труб с улучшенной внутренней поверхностью для снижения гидравлических сопротивлений. — Известия вузов. Строительство и архитектура. 1980, № 3.
2. Дикаревский В. С., Якубчик П. П., Проудос О. А. Гидравлические сопротивления железобетонных напорных труб с улучшенной внутренней поверхностью. — Улучшение и санитарная техника. 1981, № 9.
3. Улучшение гидравлических характеристик трубопроводов из железобетонных напорных виброгидропрессованных труб/В. С. Дикаревский, О. А. Проудос, П. П. Якубчик, А. Л. Цюонский. — В сб.: Плоды промышленности обского железобетона. вып. 5, М., ВНИИЭСМ, 1981.



Зависимость $\Delta C = f(R_a)$ оптовых цен на напорные трубы от шероховатости их внутренней поверхности
 1 — $d=500$; 2 — $d=700$; 3 — $d=900$; 4 — $d=1000$; 5 — $d=1200$; 6 — $d=1400$; 7 — $d=1600$ мм

УДК 624.073:691.327:666.973.2:662.613.11:
666.64-492.3

Г. И. ЕРМАКОВ, канд. техн. наук;
Е. Г. МЕЛЬНИКОВ, В. И. ЩЕРБАКОВ, инженеры (СПКБ НИИКерамзита)

Плиты перекрытий из керамзитозолобетона

Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года предусматривается максимальное использование в строительстве различных побочных продуктов и отходов промышленности. Одним из методов осуществления поставленной задачи является применение в бетонах зол теплэлектростанций.

Исследования НИИКерамзитом золы Астраханской ТЭС показали принципиальную возможность использования ее в качестве мелкого заполнителя для бетона несущих конструкций¹. СПКБ НИИКерамзита совместно с НИИЖБ изучили работу панелей перекрытий ПТК-59-12 с круглыми пустотами, изготовленных заводом ЖБК № 1 Глав-астраханстроя из керамзитозолобетона. Керамзитозолобетон марки М200 подбирали исходя из условий получения мак-

симальной плотности и прочности, а также деформативных характеристик, обеспечивающих надежность и долговечность несущих конструкций. В качестве крупного заполнителя использовали керамзитовый гравий фракции 5—20 мм, соответствующий по насыпной плотности марке М700, прочностью на сжатие в цилиндре 3,5 МПа, а в качестве мелкого заполнителя — зола Астраханской ТЭС с $M_k=2,2$.

Расход материалов на 1 м³ бетона: портландцемента марки 400—200 кг, керамзитового гравия—740 л, золы крупностью до 5 мм и с карьерной влажностью 8%—710 кг, воды—142 л.

Плиты перекрытий были изготовлены по рабочим чертежам серии ИИ-03-02. Их продольно армировали преднапряженной арматурой из стали класса А-IV, сетка сжатой зоны—из стали класса В-1. Натяжение осуществлялось электротермическим способом. Величина предварительного напряжения контролировалась прибором ПРД-4. Обрезка продольных стержней и передача предварительного напряжения на бетон производились после остывания изделий

при прочности на сжатие контрольных образцов керамзитозолобетона 17,1 МПа.

Из опытной партии изделий две панели испытывали на кратковременную статическую нагрузку и две — на длительно действующую. Перед началом испытаний прочность бетона при сжатии равнялась $R_{сж}=19,6$ МПа, призмная прочность $R_{пр}=20,3$ МПа, начальный модуль упругости при напряжении $\sigma=0,2 R_{пр}$ составил $E_6=1,45 \times 10^4$ МПа.

Кратковременные испытания панелей проводили по схеме свободнолежащей конструкции на двух опорах в соответствии с «Указаниями по испытанию опытных железобетонных конструкций». Нагружение осуществлялось в два этапа. На первом этапе конструкции нагружали до нормативной нагрузки и выдерживали в течение 12 ч, а на втором — доводили до разрушения.

Первые трещины появились на нижних поверхностях панелей при изгибающем моменте, равном 47,6 и 58,8 кНХм соответственно у панели № 1 и № 2. С появлением трещин резкого увеличения прогибов не наблюдалось. Они стали интенсивнее нарастать лишь после достижения нагрузок, равных 1,295 и 1,467 от расчетной.

При дальнейшем увеличении нагрузки нормальные трещины продолжали развиваться по высоте сечений с одновременным увеличением ширины раскрытия. Наклонных трещин обнаружено не было, что свидетельствует о достаточной прочности приопорной зоны панелей.

Разрушение панелей произошло при достижении продольной арматурой предела текучести в растянутой зоне, раздробления бетона в сжатой зоне не наблюдалось. Не было зафиксировано проскальзывание предварительно-напряженной арматуры вплоть до разрушения конструкций. Сравнительные результаты опытных и теоретических величин моментов и прогибов панелей при кратковременном действии нагрузки приведены в таблице.

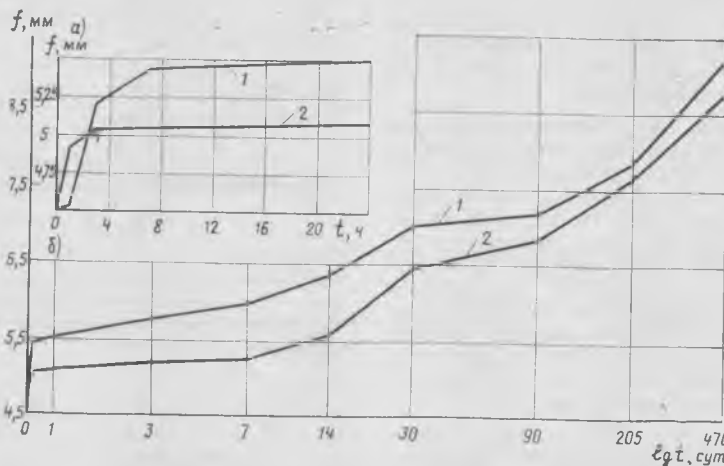
Для определения характера и величины нарастания прогибов во времени две другие панели были испытаны длительно действующей нормативной нагрузкой (5,362 кН/м²), состоящей из постоянных и временных длительных нагрузок.

Максимальная величина относительных прогибов панелей на 470-е сутки наблюдений составила соответственно 1/630 и 1/640 расчетного пролета.

Расчет показывает, что применение золы в качестве мелкого заполнителя бетона несущих конструкций позволяет Астраханскому заводу ЖБК № 1 треста Стройиндустрия сократить расход цемента на 10—20% и снизить себестоимость выпускаемых изделий на 4 р/м³. В настоящее время завод ведет подготовительные работы к массовому переходу на изготовление несущих конструкций из керамзитозолобетона.

Выводы

Замена в бетоне кварцевого песка золой ТЭС не снижает качественных характеристик панелей перекрытий. По прочности, жесткости и трещиностойкости испытанные панели ПТК-59-12 из керамзитозолобетона марки М200 полностью отвечают требованиям нормативных документов и могут быть рекомендованы к применению в строительстве.



Характер развития прогиба панелей во времени после приложения длительно действующей нормативной нагрузки

а — прогиб панелей за первые сутки; б — прогиб панелей за 470 суток; 1 и 2 — номера испытанных панелей

% панели	Нормативный момент, кН·м	Момент трещинообразования, кН·м			Прогиб при нормативной нагрузке, мм		
		$M_{тр}^T$	$M_{оп}^T$	$\frac{M_{оп}^T - M_{тр}^T}{M_{тр}^T} 100\%$	f^T	$f_{оп}$	$\frac{f_{оп} - f^T}{f^T} 100\%$
1	44,383	60,43	57,8	-4,35	4,19	3,76	-10,3
2	44,306	61,94	68,98	11,36	4,72	3,54	-25

УДК 691—431:539.4

А. Б. ПИРАДОВ, д-р техн. наук; В. И. АРОБЕЛИДЗЕ, инж. (ГрузНИИЭГС)

Длительная прочность внецентренно-сжатых керамзитобетонных образцов

В ГрузНИИЭГС исследование проводили на призмах размером $10 \times 10 \times 40$ см, изготовленных из керамзитобетона следующего состава: цемент — 513; песок — 536; гравий — 370; вода — 231 кг. Для экспериментов использовали керамзитовый песок и гравий бакинско-го завода прочностью 27 МПа; в качестве вяжущего служил руставский шлакопортландцемент марки М 400.

Три серии образцов отличались только замесом бетона, и в силу неоднородности состава показали некоторый разброс прочности. В течение 28 сут образцы находились во влажной камере, а затем в лабораторном помещении.

Кратковременные испытания при центральном и внецентренном действии нагрузки до разрушения и длительные при высоком уровне постоянной нагрузки проводили на гидравлическом прессе ГРМ-1. В остальных случаях образцы загружали в пружинных установках. Величина эксцентриситета нагрузки в пределах ядра сечения составляла 0,5; 1 и 1,5 см. Нагрузку передавали через ножовые шарниры.

Во время длительных испытаний некоторые образцы разрушались при выдерживании под нагрузкой (см. рисунок и таблицу). Как и следовало ожидать, длительная прочность оказалась меньше статической кратковременной и ее уровень зависел от времени выдерживания образца под нагрузкой до разрушения t . Эта зависимость принята логарифмической, поскольку оправдала себя при исследовании длительной прочности легких бетонов при центральном сжатии*. Коэффициенты определяли методом наименьших квадратов. В результате обработки опытных данных получена формула

$$\frac{N_{дл}}{N_{кр}} = 0,898 - 0,027 \lg t.$$

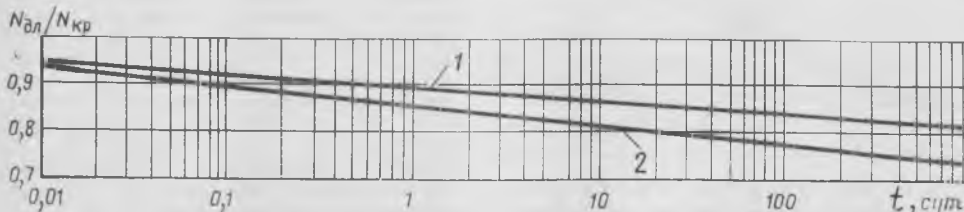
* Пирадов А. Б., Бакрадзе Д. Д. Длительная прочность легких бетонов. — Бетон и железобетон, 1979, № 12.

Серия	e_0 , см	t , сут	$N_{дл}'$	$N_{кр}'$	$N_{дл}/N_{кр}$	$N_{дл}/N_{кр}$
			кН	кН	оп/кр	оп/кр
I	1,5	431	137,38	160	0,86	0,82
	1	0,014	176,63	185,84	0,95	0,95
	1	169	157,77	185,84	0,85	0,83
	1,5	0,253	145	160	0,9	0,91
II	1,5	1	160,93	175,84	0,9	0,9
	1,5	0,87	137,2	175,84	0,78	0,9
	1,5	6,75	153	175,84	0,87	0,87
	0,5	3,75	186,3	230	0,81	0,88
	0,5	155	186,3	230	0,81	0,83
III	1	4	137,2	158,5	0,86	0,88
	1	72	143	158,5	0,9	0,84
	1	2	137,2	158,5	0,86	0,88
	0,5	0,06	170	180	0,94	0,93
	1	0,1	160	160	1	0,92
	1	0,06	154	158,5	0,97	0,93
	1,5	0,02	130	135	0,96	0,9

Разброс опытных данных составил $\Sigma u = \pm 0,04593$. Значимость уравнения проверяли по критерию Фишера при надежности 0,95. Поскольку $F_{табл} = 2,46 > F_{форм} = 1,783$, полученная зависимость справедлива.

Как видно из рисунка, при высоких уровнях нагрузок значения длительной прочности при центральном и внецентренном сжатии близки, что связано, по-видимому, с тем, что за столь короткое время не успевает произойти перераспределение напряжений. При более низком уровне нагрузки и большем времени до разрушения образцов разница между уровнем нагрузки внецентренно-сжатых и центрально-нагруженных образцов возрастает, причем чем ниже уровень, тем она больше.

Сопоставление теоретических и опытных значений длительной прочности приведено в таблице. Разница между ними для образца серии II превышает



Изменение уровня длительной прочности в зависимости от времени выдерживания образцов под нагрузкой до разрушения

1 — по приведенной формуле; 2 — для легкого бетона при центральном сжатии

10%. Хотя разброс и небольшой, уровень нагрузки определяли у образцов, доведенных до разрушения при соответствующем эксцентриситете нагрузки, и хотя все сопоставляемые результаты получены на призмах из одного замеса бетона, они имели разброс прочности.

Приведенная зависимость хорошо описывает эксперимент и может быть рекомендована в качестве расчетной. Результаты исследований можно применить для уточнения принятого в СНиП II-21-75 коэффициента условий работы $m_{б1}$. По формуле значение уровня длительной нагрузки при внецентренном сжатии через 50 лет эксплуатации сооружения составило 0,783, через 100 лет — 0,775. Используя подход СНиП для легкого бетона, получим $m_{б1}$, равное 0,913 и 1,087. С учетом этого для легкого бетона следует принимать $m_{б1}$ равным 0,9 и 1,1, что повысит расчетное сопротивление бетона и обеспечит экономии материалов.

Авторские свидетельства

№ 27*

№ 848365. В. М. Абрамов, А. Б. Либенсон и Г. М. Сысоев. ПКБ Минсельстроя БССР. Установка для изготовления железобетонных изделий с наклонными каналами.

№ 848366. В. М. Абрамов, А. Б. Либенсон и Г. М. Сысоев. ПКБ Минсельстроя БССР. Установка для изготовления железобетонных изделий с наклонными каналами.

№ 848550. И. М. Красный. Объемный железобетонный блок.

№ 848663. Ф. И. Гуртовник. Гидропроект. Железобетонный анкер.

№ 28

№ 850377. П. А. Макаров и В. П. Колтунова. ЭКБ ЦНИИСК. Установка для формования трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 850380. Б. А. Осипов, В. М. Силин, В. М. Назин и др. НИЛ ФХММ и ТП. Виброплощадка для уплотнения бетонных смесей.

№ 850381. С. П. Максимов, А. Г. Чикноворьяни и И. А. Самусева. Куйбышевский инженерно-строительный ин-т. Устройство для уплотнения бетонной смеси.

№ 850387. А. Е. Биховский, Л. Е. Ягнятинский, М. С. Синица и др. ВНИИ теплоизоляционных и акустических строительных материалов, изделий. Технологическая линия для изготовления ячеистобетонных изделий.

* См.: Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981.

Т. И. БАРАНОВА, канд. техн. наук (Пензенский инженерно-строительный ин-т),
Б. С. СОКОЛОВ, канд. техн. наук (Казанский инженерно-строительный ин-т)

Проектирование перемычек над проходами в колоннах

В строительстве одноэтажных промышленных зданий широко применяют железобетонные колонны с проходами в надкрановой части, образующими перемычки, воспринимающие нагрузку от покрытия. Однако в настоящее время нет рекомендаций по расчету перемычек, ответственность которых при эксплуатации колонн весьма велика. Предлагаемый метод расчета совершенствовался на основе нового подхода к расчету коротких, свободно лежащих балок, нагруженных сосредоточенной силой (разработан НИИЖБ совместно с Пензенским инженерно-строительным институтом [1]).

Расчет всех возможных видов и схем загрузки перемычек произведен методом конечных элементов на ЭВМ ЕС-1033. В результате получена развернутая картина напряженно-деформированного состояния. Анализ данных расчета, опыт проектирования коротких балок, а также результаты испытаний перемычек позволили разработать расчетную схему перемычки.

Так же как и в коротких свободно опертых балках, прочность перемычки будет определяться прочностью наклонной, условно выделенной полосы бетона, в пределах которой концентрируется поток главных сжимающих напряжений. При этом разрушение наступает при главных сжимающих напряжениях, достигших предела прочности бетона при сжатии, т. е.

$$\sigma_{сж} = \gamma_b R_{пр},$$

где γ_b — коэффициент, учитывающий влияние окружающего бетона на прочность наклонной полосы.

На рис. 1 показана расчетная схема перемычки. Основной угол наклона сжатых полос должен быть принят отличным от свободно опертых балок. Он будет наиболее близок к среднему значению угла наклона потока главных сжимающих напряжений, если его определять следующим образом. За основной принимается угол наклона к горизонтали линии, соединяющей вершину внутреннего угла примыкания перемычки к ветви с точкой пересечения направления равнодействующей внешних сил с линией, наклонной к горизонтали под углом 45° и проходящей через вершину угла примыкания опорной площадки к верхней грани перемычки. При этом расчетная ширина полосы поверху будет определяться по формуле

$$l_p^n = 0,7 l_{оп} \cos(\alpha - 45^\circ), \quad (1)$$

где α — основной угол наклона сжатой

полосы бетона; $l_{оп}$ — ширина опорной площадки.

Особенностью работы перемычки является монолитное соединение с опорной ветвью колонны. Это защемление будет влиять на местное напряженное состояние перемычки, в том числе на напряженное состояние расчетной полосы понизу. Анализ напряженно-деформированного состояния, полученного теоретическим, а также опытным путем [2], позволяет утверждать, что в ветви действуют три вида усилия — M , Q , N . Таким образом, рассматриваемое сечение испытывает внецентренное сжатие с небольшим эксцентриситетом. При этом растянутая грань будет располагаться с внешней стороны ветви и перемычки. Высота растянутой зоны невелика. Проведенные в НИИЖБ опыты показывают, что перед разрушением по внешней грани перемычки и ветви появляются горизонтальные небольшие по длине трещины, характерные для этого вида внецентренного сжатия. При выбранном подходе к оценке прочности перемычки при действии поперечных сил появление растянутой зоны в опорной части перемычки будет оттеснять поток главных сжимающих напряжений к внутренней грани ветви, сконцентрировав его. При этом уменьшается ширина расчетной полосы понизу, которую следует определять по формуле

$$l_p^n = \frac{x_b}{\sin \alpha}, \quad (2)$$

где x_b — высота сжатой полосы бетона ветви по СНиП II-21-75.

Учитывая эти особенности, расчетная зависимость для определения прочно-

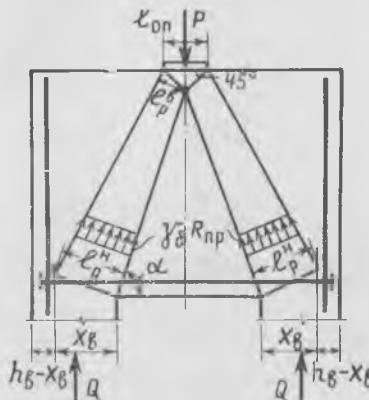


Рис. 1. Расчетная схема перемычки

сти перемычки при действии поперечной силы будет иметь вид:

$$F = [k_b \gamma_b R_{пр} + k_a \gamma_k \mu_n R_a \sin \alpha] \times l_p^b \sin \alpha, \quad (3)$$

где P — сила, воспринимаемая перемычкой; l_p — расчетная ширина наклонной полосы понизу (l_p^n) либо поверху (l_p^b); k_b , k_a — коэффициент, установленный из сопоставления опытных и расчетных данных, здесь — $k_b = 0,8$; $k_a = 1$; γ_b , γ_k — определяются по СНиП II-21-75; $\mu_n = \frac{F_x}{b U_x}$ — для хомутов.

Прочность зависит от размеров опорной площадки, передающей нагрузку, которые в существующих схемах загрузки перемычек изменяются значительно. При этом чем больше размеры опорной площадки, тем больше ширина расчетной полосы поверху и выше несущая способность. Однако такое увеличение происходит до тех пор, пока точка k будет располагаться выше нейтральной оси, возникающей при действии изгибающего момента в перемычке. Как только размеры опорной площадки возрастут так, что ширина наклонной полосы бетона поверху частично будет включать в себя растянутую при действии момента зону бетона, несущая способность полосы поверху не возрастает, l_p^b — уменьшается и ее следует определять по формуле

$$l_p^b = \left(\frac{l_{оп}}{2} + \frac{x}{\operatorname{tg} \alpha} \right) \sin \alpha, \quad (4)$$

где

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - x}{0,5 l_{св}}; \quad x = h_0 \sqrt{n \mu_a}; \quad (5)$$

$l_{оп}$ — ширина опорной площадки; x — высота сжатой полосы бетона;

$$n = \frac{E_a}{E_b}; \quad \mu_a = \frac{F_a}{F_b},$$

где μ_a — коэффициент армирования; $l_{св}$ — расстояние в свету между ветвями колонны.

При разработке метода расчета коротких балок, принцип которого перенесен на перемычки, не учитывался случай загрузки балок равномерно распределенной нагрузкой. В рассматриваемых перемычках такая схема загрузки присутствует, поэтому возникает необходимость разработать расчетную схему для такого вида загрузки. Предлагается расчетная схема для перемычек с равномерно распределенной нагрузкой по всей длине и по большей части длины (рис. 2). Обобщив принятые схемы, прибегая к некоторым условиям, можно следующим образом. Равномерно распределенную нагрузку, распространяющуюся постепенно по длине перемычки, можно рассматривать как постепенное увеличение размеров опорной площадки, передающей нагрузку. Ширина расчетной полосы поверху l_p^b будет увеличиваться с увеличением длины распределения нагрузки. Тогда l_p^b следует определять по формуле (4). С дальнейшим ростом длины распределения внешней нагрузки размеры l_p^b настолько увеличиваются, что будут

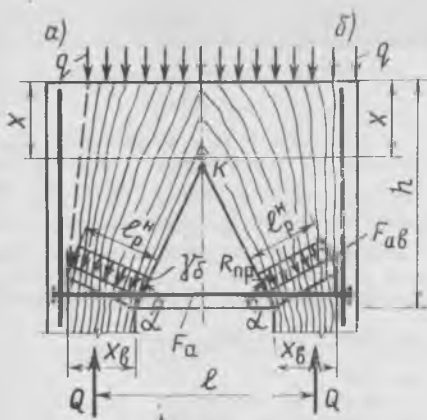


Рис. 2. Расчетная схема перемычки при равномерно распределенной нагрузке
а — не доходящей до края перемычки; б — по всей длине перемычки

всегда значительно выше l_p^n . Значит, несущая способность перемычки, определенная по расчетной полосе поверху, будет всегда выше несущей способности полосы понизу. Таким образом, при равномерно распределенной нагрузке прочность перемычки будет определяться по ширине расчетной полосы понизу. В этой зоне будет наибо-

лее концентрированный поток главных сжимающих напряжений.

Полученное напряженно-деформированное состояние перемычек, принятые расчетные схемы и зависимости позволяют производить оптимальное конструирование перемычек (рис. 3). Новым в предлагаемом армировании является уменьшение числа сеток под грузом и длины внутренних продольных стержней арматуры ветвей колонны. Несколько продольных стержней нижней рабочей арматуры следует отогнуть к опоре. Это позволит рационально использовать арматуру, так как отогнутые стержни будут располагаться по линии максимальных нормальных растягивающих напряжений, смещенных вверх над опорой. Кроме того, отогнутые части стержней, располагаясь в расчетном сечении наклонной полосы, будут препятствовать развитию поперечных деформаций при действии $\sigma_{гп,сж}$, тем самым повысится расчетная прочность перемычки.

Рациональным будет плавный переход ветви в перемычку (рис. 3,а), что улучшит условия работы сечения, в котором концентрируется поток сжимающих напряжений.

Приведенным методом были рассчитаны перемычки, испытанные в ПИИЖБ. Несущая способность перемычек, полученная экспериментально,

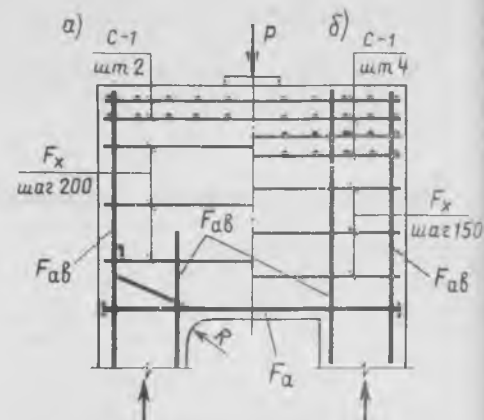


Рис. 3. Принцип армирования перемычек
а — предлагаемое решение; б — типовое решение

достаточно близка к определенной по предлагаемому методу расчета, $Q_{оп}/Q_{рас} = 1,2$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Залесов А. С., Баранова Т. И. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1979, № 2.
2. Мизерных Б. Н., Рыбаков Ю. Д. Причины появления трещин в ригелях двухветвевых железобетонных колонн. — Промышленное строительство, 1967, № 2.

УДК 624.072.2/3

А. А. ЦЕЙТЛИН, канд. техн. наук; Е. В. ГОЛУБЧИК, инж. (НИИСК)

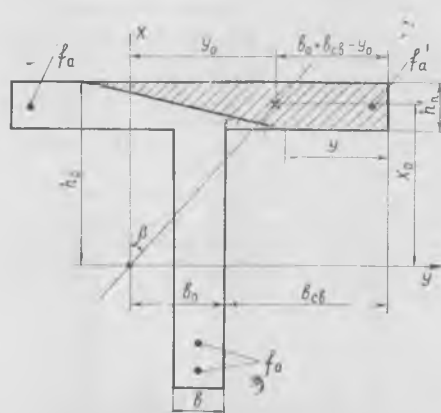
К расчету на косой изгиб железобетонных элементов

В Руководстве [1] даны рекомендации по расчету тавровых и прямоугольных элементов, работающих на косой изгиб. Если для таврового сечения x по формуле (38) удовлетворяет условию (40), рекомендуется производить расчет без учета косоугольного изгиба.

Этот вывод сделан в связи с тем, что при выполнении условия (40) сжатая зона бетона находится в пределах высоты полки сечения, а величина x по формуле (38) превышает высоту свесов. Такое противоречие возникает в результате того, что в Руководстве [1] рассмотрены только два случая косоугольного изгиба — $x > h_n$ или $x < h_n$, а в действительности возможно $x = h_n$, при этом $F_6 > F_{св}$ (см. рисунок) [2].

Изучение такого случая косоугольного изгиба элемента таврового сечения позволяет учитывать совместное действие моментов в обеих плоскостях, а не руководствоваться рекомендацией по условию (40).

Принимая напряженное состояние по



Поперечное тавровое сечение элемента, работающего на косой изгиб

рисунку, получим условие для проверки несущей способности элемента:

$$M_x \leq (F_6 R_{гп} + F'_a R_{а.с}) x_0, \quad (1)$$

где M_x — составляющая изгибающего момента в плоскости OX ; x_0 — орди-

ната центра тяжести приведенной площади сжатой зоны сечения относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения растянутой арматуры параллельно сторонам сечения:

$$x_0 = \frac{y h_n \left(h_0 - \frac{h'_n}{2} \right) + \frac{(h'_n)^2 \operatorname{ctg} \gamma \left(h_0 - \frac{h'_n}{3} \right) + S_{ay} n}{F_{6.п}}}{F_{6.п}}, \quad (2)$$

причем y — размер сжатой зоны полки:

$$y = \frac{F_6}{h'_n} - \frac{h'_n \operatorname{ctg} \gamma}{2}; \quad (3)$$

$$\operatorname{ctg} \gamma = -\operatorname{tg} \beta + \sqrt{\operatorname{tg}^2 \beta - T}; \quad (4)$$

$$T = \frac{24 F_6}{(h'_n)^3} \left[\left(h_0 - \frac{h'_n}{2} \right) \operatorname{tg} \beta + \frac{F_6}{2 h'_n} - (b_0 + b_{св}) \right] + \frac{24 n}{(h'_n)^3} (S_{ay} \operatorname{tg} \beta - S_{ax}); \quad (5)$$

$n = \frac{E_a}{E_6}$; $F_{6.п}$ — приведенная площадь сжатой зоны сечения: $F_{6.п} = F_6 + F'_a n$.
Остальные обозначения приняты по Руководству [1].

Угол β характеризует условие СНиП II-21-75 о том, что плоскость, проходящая через центр тяжести растянутой арматуры и центр тяжести приведенной сжатой зоны сечения, параллельна плоскости действия суммарного изгибающего момента: $\operatorname{tg}\beta = M_y/M_x$.

Пример. Размеры сечения $h=60$ см, $b_n^*=72$ см; $h_n^*=9$ см; для растянутой арматуры в ребре $h_{oi}=52,3$ см; $R_{пр}=11,5$ МПа; $R_a=360$ МПа; $R_{a,c}=340$ МПа; $M_x=123$ кН·м; $M_y=95,4$ кН·м.

Принимаем растянутую арматуру в ребре — 2 диаметра 22 мм, класса А-III ($f_a=7,6$ см²), в растянутой зоне

полки диаметром 22 мм, класса А-III ($f_a=3,8$ см²), в сжатой зоне полки диаметром 6 мм, класса А-III ($f_a=0,283$ см²).

По формулам Руководства [1], $F_0=348,5$ см²; $F_{пр,сж}=68,5$ см²; $b_0=15,3$ см; $h_0=36,3$ см; $S_{a,y}=12,2$ см³; $S_{сж,y}=8582$ см³; $x=1,88$ см; $x < 2,51$ см, следовательно, расчет должен производиться без учета косоуго изгиба.

С этим нельзя согласиться, поскольку M_y составляет 77,5% M_x и для обеспечения работы элемента необходима арматура в растянутой зоне горизонтальной полки.

По приведенным формулам $F_{б-п}=350,67$ см²; $T=-25,74$; $\operatorname{ctg}\gamma=4,358$;

$y=19,12$ см; $x_0=32,62$ см; $M_x=133,8$ кН·м > 123 кН·м.

Следовательно, принятое армирование ребра и полки достаточно.

Предложенные формулы позволяют рассчитывать на косоуго изгиб элементы таврового сечения, в которых высота сжатой зоны больше высоты свесов. Но вся эта зона находится в пределах полки элемента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М., Стройиздат, 1975.
2. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях. Под ред. Горяника М. С. М., Стройиздат, 1974.

Теория

УДК 691.327:531.8

В. И. ЯГУСТ, инж. (МНИИТЭП)

О границах области применимости линейной механики разрушения к бетону

В последнее время в расчетах бетонных конструкций с растянутыми зонами используются методы линейной механики разрушения. Однако во многих случаях это не обосновано, а иногда и ошибочно из-за недостаточных размеров образцов и конструкций. Для выявления области применимости теории, с учетом специфики бетона [1], необходимо экспериментальным путем, варьируя отношения L/d , l/d (l — длина трещины; L , d — размеры растянутой зоны и области неупругого деформирования за концом трещины), определить границы, в пределах которых величина модуля сцепления K (или эквивалентная величина — критический коэффициент интенсивности напряжений K_{Ic}) является постоянной, зависящей только от характеристик бетона. Эти границы могут быть приближенно оценены расчетным путем.

Испытаниями, проведенными в МНИИТЭП и других организациях [2, 3] по разным схемам с устойчивым и неустойчивым развитием трещин, установлено, что оценка модуля сцепления K постоянна, если исключить начальный и конечный участки роста трещины (рис. 1). Длина участка стабильных значений K тем больше, чем мельче структура и выше прочность бетона или больше размер образца b ; при некоторых значениях этих параметров его может не быть вообще. С увеличением прочности или уменьшением крупности заполнителя, что, как правило, эквивалентно уменьшению d , снижается длина начального участка. K не зависит от толщины образца, которая принималась не менее трех диаметров заполнителя. Как показали опыты с устойчивым развитием трещины, размер $b \geq 25$ см не влияет на K , принимаемую равной на участке стабильности, или, при его отсутствии, экстремальному значению K_{\max} , опре-

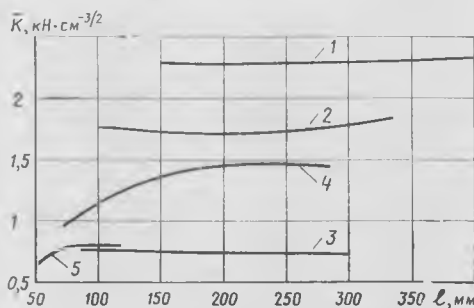


Рис. 1. Типичные зависимости $K-l$, полученные для образцов в опытах по схемам с устойчивым развитием трещины

1-3 — растяжение полосы шириной $2b$ с центральной трещиной длиной $2l$ двумя соосными силами, приложенными к противоположным сторонам трещины; 4, 5 — внецентренное сжатие полосы шириной b с краевой поперечной трещиной длиной l

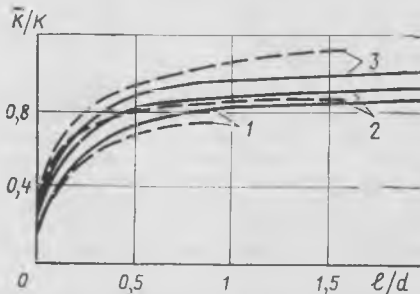


Рис. 2. Зависимость K/K_0 от l/d по результатам приближенных вычислений на основе модели Леонова — Панасюка — Дагдейла для полосы с краевой поперечной трещиной при $b/d=4$ (---) и $b/d=10$ (—) для осевого растяжения (1), изгиба (2) и внецентренного сжатия (3)

деленному при неустойчивом развитии трещины, зависит от b и при его укрупнении увеличивается. Это влияние тем меньше, чем мельче структура бетона и больше градиент напряжений. В опытах с образцами из бетона одного

замеса, выполненных по разным схемам с устойчивым развитием трещины, получены близкие значения K (см. рис. 1, кривые 3, 5). Испытания сравнительно небольших образцов по схемам с неустойчивым ростом трещины дают значительно меньшую величину K . При этом отсутствует влияние концентрации напряжений на прочность. Однако при $b, l \gg d$ и учете устойчивого подрастания трещины перед разрушением опытные значения K , полученные по любым схемам, совпадают. При этом средние разрушающие напряжения за концом трещины много меньше R_p , т. е. наблюдается влияние концентрации, свойственное квазихрупкому разрушению.

Таким образом, если размеры конструкции и трещин в ней достаточно велики, то сопротивление бетона развитию трещины определяется величиной K , зависящей от характеристик материала, но не от параметров конструкции и ее напряженно-деформированного состояния. В этом случае возможно использование методов линейной механики разрушения. Границы области применимости теории зависят от крупности структуры бетона, размеров конструкции, градиента напряжений.

При малых l или b необходимо привлечение более сложных моделей тела с трещиной, допускающих соизмеримость размера концевой зоны трещины с ее длиной и потому обладающих более широкой областью применимости. В результате использования модели Леонова — Панасюка — Дагдейла [4] достигнуто удовлетворительное соответствие результатов расчета и опытов по разным схемам для варьированных размеров образцов и длин трещин за исключением близких нулю или размеру начального надреза, когда существенно влияние малоизученного процесса подрастания трещины, поэтому для приближенных оценок границ области применимости линейной механики разрушения возможно использование этой модели, и, следовательно, справедливо при указанных ограничениях соотношение

$$\left(\frac{q_0}{R_p}\right)^2 = \frac{d}{l} \Phi\left(\frac{l}{d}, \frac{b}{d}, \frac{q_1 d}{R_p}\right),$$

связывающее нагрузку q_0+q_1x , перпендикулярную направлению развития трещины вдоль оси x , с параметрами конструкции и материала. На вид функции Φ влияют тип конструкции и характер

нагружения. Внутри области применимости теории ф не зависит от d .

В результате опытов и расчетов с использованием модели Леонова — Панасюка — Дагдейла для часто встречающихся на практике полос с поперечной красной трещиной (рис. 2) установлено, что при $b/d \geq 2-3$ значение K на участке стабильности (или экстремальное), получаемое при схеме с устойчивым развитием трещины (например, при внецентренном сжатии), практически не зависит от b/d . Для получения той же величины K при неустойчивом развитии трещины необходимо, чтобы b/d было значительно больше, например не менее 6—8 при изгибе и 8—10 при осевом растяжении полосы. При этом существуют участки практически стабильных значений K , удлиняющиеся с увеличением b/d . Положение нижней границы l/d этих участков зависит также от устойчивого подрастания трещины перед разрушением. Приблизительно l/d может быть принято на основе расчетов и опытов равным 1 для схем с устойчивой трещиной (но не менее величины, соответствующей началу устойчивой ветви нагружения), равным 2 — для изгиба полосы и 3—4 — для осевого растяжения. Верхние границы l/d также зависят от b/d .

Границы области применимости линейной механики разрушения не могут быть оценены без учета d . Опыты показали, что размер концевой зоны трещины d , приближенно определяется по формуле [4] $d = K^2 / (2R_p)^2$, тем больше, чем крупнее структура и ниже прочность бетона или меньше его возраст; для крупно- и мелкозернистых бетонов и цементного камня он составляет при прочности на растяжение не менее 2,5—3 МПа в среднем 100, 20 и 1 мм [5].

Варируя l/d и b/d , можно получить различные виды разрушения: пластическое, оцениваемое величиной $R_p(b/d$ или l/d малы), квазирупкое, рассчитываемое методами линейной механики разрушения (b/d и l/d велики), и промежуточное. Использование рассматриваемой теории за пределами границ области ее применимости, т. е. в условиях пластического или промежуточного разрушения приводит, как правило, к существенному превышению фактической разрушающей нагрузки. Аналогичная ошибка возникает при оценке прочности с помощью R_p внутри границ области применимости теории.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Гвоздев А. А. К вопросу о теории железобетона. — Бетон и железобетон, 1980, № 4.
- Ентов В. М., Ягуст В. И. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития макротрещин в бетоне. — Известия АН СССР. Механика твердого тела, 1975, № 4.
- Экспериментальные исследования разрушения бетона при растяжении с позиций теории Гриффитса — Ирвина/А. П. Пак, Л. П. Трапезников, Т. П. Шерстобитова, Э. Н. Яковлева. — В сб. материалов конференций и совещаний по гидротехнике. Оценка и обеспечение надежности гидротехнических сооружений. Л., Энергоиздат, 1981.
- Панасюк В. В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. Киев, Наукова думка, 1968.
- Ентов В. М., Ягуст В. И., Шапиро Г. И. Увеличение сопротивления развитию трещин в конструкциях из монолитного бетона. — Тезисы сообщений Всесоюзного совещания: Научно-технический прогресс в области индустриализации монолитного домостроения в Кишиневе, М., Госгражданстрой, 1978.

Долговечность

УДК 691.327:620.193.2

Ф. М. ИВАНОВ, д-р техн. наук, прсф. (НИИЖБ);
Н. Н. ЯНБЫХ, инж. (СКТБ Главбамстроя)

Длительные испытания бетона в растворах хлористых солей

Во многих отраслях промышленности бетон и железобетон работает в концентрированных растворах хлористых солей. При плотном бетоне и достаточной толщине защитного слоя, а также при специальной защите арматуры от коррозии долговечность конструкции определяется стойкостью бетона. Частичное погружение в концентрированные растворы хлористых солей в условиях капиллярного подсоса является наиболее тяжелым случаем, поскольку бетон одновременно подвергается химическому действию растворенных солей и коррозии, обусловленной накоплением и кристаллизацией гидратов солей в поверхностном слое. Поэтому исследовали составы бетона конструкций, к которым предъявляются требования непроницаемости (емкости, резервуары).

При этом были испытаны бетоны с воздухововлекающими, газовыделяющими и гидрофобизирующими добавками (см. таблицу) для установления возможности повышения их стойкости в результате изменения свойств и структуры цементного камня. Призмы размером $7 \times 7 \times 22$ см изготавливали на белгородском портландцементе (расход 360 кг/м^3). В качестве заполнителей служил московский песок с $M_{кр} = 2,1$ и гранитный щебень крупностью 5—15 мм. После выдерживания в камере нормального твердения в течение 28 сут образцы погружали в вертикальном положении в 5%-ные растворы NaCl , CaCl_2 , MgCl_2 и в пресную воду на глубину 2 см. Температура воздуха и раствора в ваннах составляла в летнее время 15—20, зимой 27—30°C. Относительная влажность воздуха была равна летом 50—60, зимой 40%. Воду и растворы меняли каждые 3 мес.

В ходе эксперимента, длившегося 8 лет, образцы периодически осматривали. При этом сопоставляли их состояние с контрольными, испытанными в условиях капиллярного подсоса в воде. За критерий солестойкости принимали внешний вид образцов и значения $R_{сж}$, усредненные для верх-

ней и нижней частей образцов, за начало разрушения — появление заметных трещин, выкрашиваний (околов) бетона.

На рис. 1 показано изменение прочности и стойкости бетона в условиях

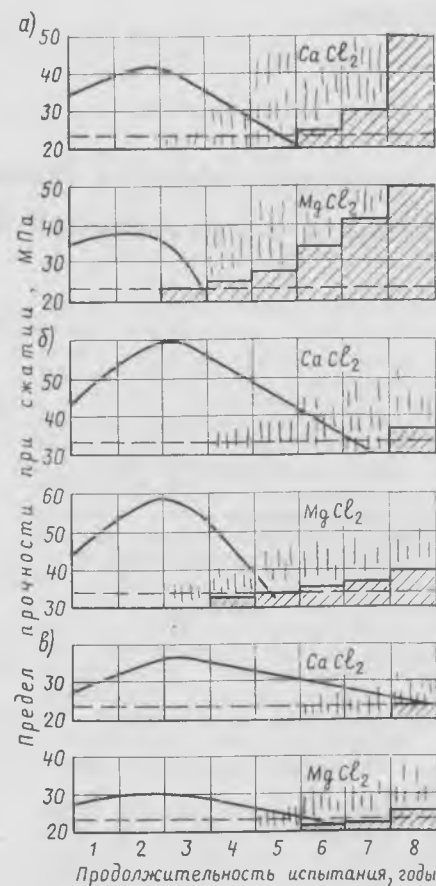


Рис. 1. Предел прочности при сжатии и типичное состояние образцов при испытании в условиях капиллярного подсоса растворов 5%-ных хлористых солей
а — без добавок; б — 0,2% ССБ; 0,02% СНВ; в — 0,05% мылонафт, 0,1% ГКЖ-94, 0,15% ГКЖ-10; — — — — уровень раствора. Разрушенная часть образца заштрихована

Вид и содержание добавки, %	В/Ц	Состав бетона, кг/м ³			О.К., см	V, %	R _{сж} , МПа
		песок	щебень	вода			
Без добавок	0,53	615	1235	190	1,7	—	36,6
ССБ — 0,2	0,45	634	1266	162,5	1,8	0,8	44,2
СНВ — 0,01	0,49	606	1214	175	1,8	2,3	46,2
Мылонафт — 0,05	0,49	584	1166	175	2,2	5,2	27,2
ГКЖ-94 — 0,1	0,49	620	1240	175	2,7	1	45
ГКЖ-10 — 0,15	0,47	604	1206	167,5	1,7	3,3	32,8

капиллярного подсоса и испарения растворов солей. В NaCl прочность всех образцов несколько повысилась. Наиболее агрессивным явился раствор MgCl₂, в котором образцы без добавок к концу эксперимента полностью разрушились (см. рис. 1). В растворе CaCl₂ разрушение произошло позднее и степень его оказалась несколько меньше, чем в MgCl₂. По влиянию исследованных добавок на коррозионную стойкость они могут быть расположены в следующей последовательности: ССБ, СНВ, мылонафт, ГКЖ-94, ГКЖ-10. В образцах без добавок и с ССБ разрушение начиналось в погруженной части и постепенно распространялось выше.

Образцы с гидрофобизирующими добавками (СНВ, мылонафт, кремнийорганические жидкости) показали более высокую стойкость. Первые признаки коррозии в образцах, полностью погруженных в раствор, появились при введении воздухововлекающих добавок через 3 года, кремнийорганических — через 6 лет. Для сравнения испытали призмы размером 4×4×16 см и кубы с ребром 7 см из мелкозернистого бетона с такими же добавками при полном погружении в раствор. На рис. 2 приведены результаты изменения R_{сж} в течение двух лет, характеризующие агрессивность растворов хлоридов. Среднее снижение прочности за этот период в растворах NaCl, CaCl₂ и MgCl₂ всех составов бетона составило 9, 14 и 41%. Эти данные подтверждают полученные при испытании в условиях капиллярного подсоса и дают представление о допустимой области применения бетонов в конструкциях, находящихся в среде хлористых солей. При частичном погружении гидрофобизирующий эффект добавок обуславливает уменьшение капиллярного потока агрессивного раствора, что также повышает стойкость бетона.

В растворе NaCl не обнаружено существенного повреждения бетона на

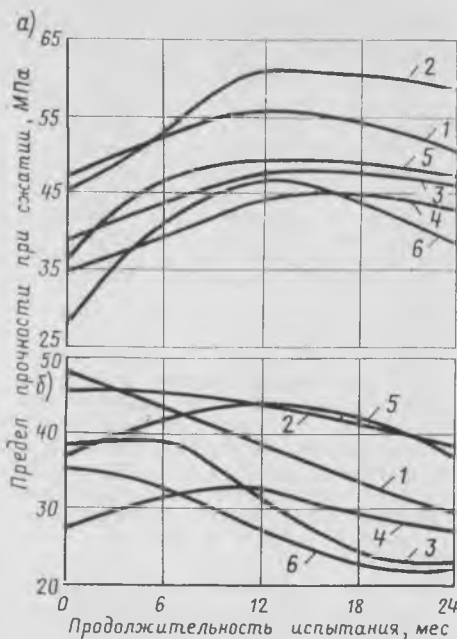


Рис. 2. Прочность образцов из мелкозернистого бетона при твердении в растворах 20%-ных хлористых солей

а — H₂O; б — NaCl; 1 — без добавок; 2 — 0,2% ССБ; 3 — 0,02% СНВ; 4 — 0,05% мылонафт; 5 — 0,1% ГКЖ-94; 6 — 0,15% ГКЖ-10

портландцементе (состав с В/Ц=0,5). В течение года отмечался рост прочности, но затем она снизилась и к двум годам осталась на уровне, превышающем исходную. В растворе MgCl₂ разрушение бетона определялось коррозией второго вида как при частичном, так и при полном погружении. Разрушение бетона без добавок при этом началось уже в первые годы и полностью завершилось через 6—8 лет. Гидрофобизирующие добавки повысили стойкость бетона к воздействию MgCl₂ — начало разрушения отодвинулось до 5—6 лет. Нижняя часть

частично погруженных образцов разрушилась полностью к концу эксперимента.

При полном погружении в раствор CaCl₂ в течение двух лет существенно снижения прочности не происходило, хотя и не обнаружено прироста прочности. Частичное погружение в этот раствор привело через 8 лет к разрушению бетона, однако значительно медленнее, чем в растворах MgCl₂.

Можно полагать, что степень агрессивного воздействия растворов хлористых солей как в условиях полного погружения, так и при капиллярном подсосе определяется их реакционной способностью при контакте с Ca(OH)₂. Наиболее агрессивны растворы MgCl₂, реагирующего с Ca(OH)₂ с образованием практически нерастворимого соединения — Mg(OH)₂. В этом случае реакция идет до полного израсходования одного из компонентов.

При действии растворов CaCl₂ на цементный камень возможно образование двойных солей типа CaO·CaCl₂·aq и хлоралюминатов кальция. Однако ход этих реакций зависит от скорости подвода реагентов к месту реакции, т. е. определяется диффузионным контролем, поэтому процессы замедлены и коррозионное воздействие обнаруживается только после длительного контакта агрессивного раствора и бетона.

В некоторых работах указано, что NaCl взаимодействует с цементным камнем лишь в незначительных количествах с образованием хлоралюмината натрия или хлоралюмината натрия-кальция. Прочность снижается медленно, однако к окончанию испытаний у частично погруженных образцов отмечалось значительное повреждение нижней части.

Полученные данные свидетельствуют о необходимости осторожного применения обычного бетона при длительном контакте с растворами хлористых солей высокой концентрации (20%), например в дорожных покрытиях.

ВДНХ СССР

УДК 69.003:658.011.8

ХІХ съезду ВЛКСМ посвящается

По доброй традиции на ВДНХ СССР регулярно организуются всесоюзные выставки научно-технического творчества молодежи, одной из главных задач которых является активная пропаганда творческого поиска советской молодежи.

Нынешняя выставка НТТМ-82, проходящая в период активной подготовки к празднованию 60-летия образования Союза ССР, посвящена ХІХ съезду ВЛКСМ.

В тематических разделах выставки широко представлен опыт работы комсомольских организаций по привлечению молодежи к ускорению научно-технического прогресса, совершенство-

ванию многообразных форм научно-технического творчества, соревнования по достойной встрече ХІХ съезда ВЛКСМ, участие в движении «Одиннадцатой пятилетке — ударный труд, знания, инициативу и творчество молодежи!»

Всего в экспозиции демонстрируется свыше 10 тыс. экспонатов — разработок юных техников, учащихся школ, ПТУ, инженерно-технических работников, студентов и ученых.

Вводный раздел знакомит посетителя с деятельностью Ленинского комсомола по претворению в жизнь решений ХХVI съезда КПСС и заданий одиннадцатой пятилетки. Отдельные экспозиции посвящены 60-летию обра-

зования СССР, подготовке к ХІХ съезду ВЛКСМ.

В разделах выставки большое место отводится показу достижений молодых новаторов в повышении производительности труда, автоматизации и механизации производства, борьбе за эффективность и качество. Рассказывается об участии комсомольцев в реализации комплексных программ.

Особое внимание уделено вопросам внедрения передовых методов труда, прогрессивных машин и механизмов, оборудования, приборов и материалов.

Среди экспонатов выставки институт Мосгипроиниестрой. Он демонстрирует на выставке целый ряд работ, в создании которых принимали участие молодые архитекторы, инженеры и техники. Совместно с ЦНИИЭПсельстроем специалисты института разработали забивные блоки таврового сечения. Эти блоки предназначены для сельскохозяйственных производственных зданий, строительство которых осуществляется Клиским, Егорьевским и Подольским сельскими строительными комбинатами Главмособлстроя из рамных конструкций серии 1.822-2.

Характерной особенностью таких конструкций является передача на фундаменты горизонтальных и вертикальных нагрузок, примерно равных по абсолютной величине. Для повышения несущей способности фундамента при наличии распора предложен забивной блок таврового поперечного сечения под нагрузку 21 000, 24 000 и 27 000 Н на 1 м. Длина блоков 1 и 1,5 м, поперечное сечение $1 \times 1,05$ и $1 \times 1,3$ м, толщина ребра переменная — от 0,4 до 0,2 м.

Расчет забивного блока на горизонтальные и моментные нагрузки выполнен по двум группам предельных состояний. По первой группе определяется несущая способность блока на действие горизонтальных нагрузок, по второй — горизонтальное смещение блока, которое ограничивается предельной величиной в 2 см.

Рабочая арматура полки забивного блока рассчитана на максимальный отпор грунта. Сетки головы блока рассчитаны на динамические нагрузки при его забивке. Блок армируется плоскими сварными каркасами, которые объединяются в пространственный каркас с помощью отдельных стержней контактной точечной сваркой.

Забивные блоки для зданий с каркасом из трехшарнирных рам рекомендуется применять при ровном рельефе строительной площадки. Не допускается применять их на площадках с крупнообломочными грунтами, плотными песками средней крупности, глинистыми грунтами с включением валунов. Внедрение забивных блоков осуществлено Клиским ЭССК треста Мособлсельстрой № 24 Главмособлстрой на строительстве животноводческих зданий в Московской области. Марка бетона блока таврового сечения М200, расход бетона $0,43-0,75 \text{ м}^3$, расход арматурной стали $32,5-50 \text{ кг}$. Масса блока $1,1-1,9 \text{ т}$.

Этими же институтами разработаны свая двутаврового сечения с консолью. Они предназначены для сельскохозяйственных производственных зданий с каркасом из железобетонных трехшарнирных рам, которые в настоящее время широко применяются в Московской области. С 1977 г. комплекты конструкций для таких зданий выпускают Клиский, Егорьевский и Подольский сельские строительные комбинаты Главмособлстрой.

Особенностью работы зданий с таким каркасом является передача на фундаменты значительных горизонтальных усилий, величина которых близка величине вертикальных усилий. В зданиях пролетом 21 м величина распора составляет около 270 кН, вертикальное усилие 310 кН.

Свая двутаврового сечения имеет большой вылет консоли и соответственно эксцентриситет вертикальной силы относительно центра тяжести сечения. Благодаря этому можно добиться такого соотношения между положительным и отрицательным изгибающими моментами в свае, при которых обеспечивается минимальный расход арматуры.

Консоль не погружается в грунт приподнятой структуры, так что это не приводит к возникновению в свае дополнительного изгибающего момента. В связи с этим перед забивкой свай под

покольную балку под консоль отрезается трапеза, размеры которой определяются размерами консоли.

Свая двутаврового сечения позволяет снизить расход бетона на 15—20% и расход металла на 50% по сравнению со свайей таврового сечения, так как обе полки активно работают на сжатие, а абсолютные значения положительного и отрицательного моментов в теле свай равны между собой. Такие сваи разработаны под нагрузку 21 000, 24 000 и 27 000 Н на 1 м и имеют следующие размеры: сечение $50 \times 50 \text{ см}$, длина 4,5 и 6 м.

Ствол свай, голова и консоль армируются плоскими каркасами и сетками, объединенными в пространственный каркас. Для изготовления свай применяется тяжелый бетон проектной марки по прочности на сжатие М300. Минимальная толщина защитного слоя 30 мм. Арматура горячекатаная периодического профиля класса А-III по ГОСТ 5781—75.

Ряд новинок демонстрирует на выставке Министерство автомобильных дорог РСФСР. Среди них прибор КП-120, разработанный сотрудниками Центрального проектно-конструкторского бюро РПО Росремдорш В. В. Нестеренко, Е. П. Кривоспидиной и В. И. Добряковой. Он предназначен для замеров объемов материалов при определении плотности свежесложенных бетонов.

На основании прибора монтируется измерительный цилиндр с закрепленной на нижней его части диафрагмой. Внутри измерительного цилиндра находится клапан со штоком. Верхняя часть цилиндра закрыта крышкой, на которой установлены насос и манометр. Основание прибора защищено кожухом. Прибор КП-120 изготовлен на Мытищинском ОЗС.

Союздорнии Минтрансстрой разработал высокопрочный дорожный бетон с комплексной химической добавкой, включающей суперпластификатор. Такой бетон имеющий марочную прочность на растяжение при изгибе 6 МПа и более, предназначен для замены стандартного дорожного бетона при строительстве автомобильных дорог и аэродромов.

В 1980 г. трестом Белдорстрой Главдорстрой Министерства транспортного строительства был проложен участок аэродромного покрытия из высокопрочного дорожного бетона. Проведенные испытания показали высокие эксплуатационные качества этого бетона. Прочность его на растяжение при изгибе в возрасте 28 сут составляет 6—7 МПа; морозостойкость при совместном воздействии мороза и солей-антиобледенителей не ниже 300—400 циклов.

Толщина бетонного покрытия при использовании высокопрочного дорожного бетона может быть снижена на 6—13 см по сравнению с проектной толщиной покрытия из стандартного бетона. Экономический эффект при этом составляет 5—7 тыс. р. на 1 км покрытия шириной 7,5 м.

Выставка НТТМ-82 демонстрирует возросшее мастерство молодых специалистов, изобретателей и рационализаторов, их вклад в решение задачи ускорения научно-технического прогресса в народном хозяйстве страны.

Библиография

УДК 691—327:539.2

Монография о физике бетона

Ахвердов И. Н.
Основы физики бетона.
М., Стройиздат, 1981.

В рецензируемой книге впервые обобщены, систематизированы и сформулированы основные положения физики бетона.

Знание предопределяющих свойства бетона закономерностей, основанных на физике твердого тела, реологии, физико-химии, теории упругости и пластичности, является насущной задачей сегодняшнего дня. Отмеченная многоосновность объясняет универсальность этапов развития физики бетона.

Бесспорно, что главный компонент бетона — цементный камень, поэтому с него и следует начинать изучение физики бетона. Вместе с тем физике заполнителя до последнего времени уделялось недостаточное внимание, хотя роль его в формировании структуры бетона велика. В монографии это положение исправлено: стернометрия и плотность упаковки последнего рассматривается в 6-й и 7-й главах.

До сих пор применяемые составы бетона назначались без должного учета плотности упаковки, хотя давно известно, что из множества соотношений между мелким и крупным заполнителем существует лишь один оптимальный вариант с минимальной пустотностью смеси. Физика бетона указывает, как найти этот вариант.

От структуры твердого тела зависят все основные свойства материала, поэтому и физику бетона автор логично начинает рассматривать с молекулярных структур исходных компонентов — клинкера и воды. Поскольку вода играет не менее важную роль, чем цемент, внимание автора к ее структуре вполне закономерно, и он последовательно придерживается этого принципа. На всех рассматриваемых этапах роль воды чрезвычайно результативна, начиная с тонких ее пленок (адсорбционных) и кончая уплотнением бетонной смеси при формовании. Автор подводит читателя к тому, что активность воды проявляется не только в позитивном, но и в негативном плане.

Совершенство технологии можно оценить лишь на конечном этапе применения бетона, этого искусственного камня, в дело. Здесь физика обеспечивает правильный подход к пониманию физико-механических свойств бетона. Несмотря на небольшой объем, в 11-й главе даны широкие представления на современной основе о прочности и деформативности этого материала исходя

из концентрации напряжений и микро-трещинообразования.

Такой «физический», а не механический подход в полной мере обоснован. В частности, при назначении модуля упругости нельзя исходить лишь из прочности бетона. Наши данные подтверждают, что значительное влияние на упругость при неизменной прочности оказывают свойства крупного (особенно пористого) заполнителя. Не менее

значимо для концентрации напряжений отношение упругостей цементного камня (растворной составляющей) и крупного заполнителя.

При повторном издании книги полезно дать физическую оценку таких основных противоречий технологии, как плотность упаковки зерен заполнителей и вязкость цементного геля, удобоукладываемость и расслаиваемость, повышение частоты колебаний при вибрации и скорость затухания импульса.

Иллюстрации монографии оригинальны по содержанию и оформлению, что повышает у читателя четкость представлений по важнейшим разделам книги. Монография написана хорошим литературным языком, логично, сжато и убедительно.

ИВАНОВ И. А., заслуженный деятель науки и техники РСФСР, д-р техн. наук, проф.

Информация

УДК 69.025:691.7.14.061.3

Монолитные перекрытия с применением стального профилированного листа

В 1981 г. в НИИЖБ было проведено координационное совещание по теме «Исследование, разработка и внедрение монолитных железобетонных перекрытий с применением стального профилированного листа».

В работе совещания приняли участие 80 человек из 8 городов Советского Союза, представивших научно-исследовательские, проектные, производственные организации и вузы страны. Было заслушано 10 докладов. В них отмечено, что в настоящее время при возведении монолитных железобетонных перекрытий широко применяется стальной профилированный лист, выпускаемый нашими заводами. При этом его используют как несъемную опалубку, что ускоряет сроки строительства и снижает трудозатраты, но увеличивает расход стали. В то же время стальной профилированный лист можно использовать и как внешнюю рабочую арматуру перекрытия, что значительно снижает расход стали при совместной работе листа с бетоном, которая может быть обеспечена устройством анкеров при прокатке листа и последующей его обработкой.

По результатам экспериментов Челябинского политехнического института при участии Украинского научно-исследовательского института металлов был разработан профилированный стальной настил с анкерующими рифами, которые выштамповываются при прокатке листа и имеют вид вмятин призматической формы. Серийное производство такого листа освоено Челябинским заводом профилированного стального настила (профиль марки Н80А-674-10 ТУ 67-296-70). Исследования совместной работы листа с бетоном в монолитных плитах перекрытия показали, что анкерующая способность рифов позволяет использовать лист в качестве рабочей арматуры с коэффициентом использования листа по прочности на осевое растяжение 0,8.

Челябинским Промстройниипроектм предложен и экспериментально проверен другой весьма эффективный способ анкеровки листа без устройства рифов. Для этого подрезают грани листа на торцах. Боковые и нижние грани в каждой волне отгибают внутрь и объединяют электрозаклейкой. Верхние грани отгибают вверх. При таком способе анкеровки можно достигнуть 100%-ного использования прочности листа.

За рубежом широко распространен способ анкеровки листа путем приварки на опорах вертикальных штырей. В НИИЖБ разработано специальное сварочное оборудование в виде листолета для приварки вертикальных анкеров сквозь профилированный настил к прогонам в тавр под флюсом. Производительность такого листолета — 500 штырей в рабочую смену. Опытно-промышленный выпуск листолетов осуществляется заводом опытных конструкций, изделий и оборудования Госстроя СССР с 1981 г.

Экспериментальные работы, выполненные в НИИЖБ совместно с МАРХИ, показали, что при таком способе анкеровки можно использовать в качестве арматуры профилированные настилы с гладкими стенками, с коэффициентом использования листа по прочности на осевое растяжение равным 0,6. Приварка вертикальных анкеров на опоре обеспечивает совместную работу не только листа с бетоном, но и плиты перекрытия с прогонами, что существенно снижает металлоемкость последних.

ЦНИИПромзданий разработаны проекты монолитных перекрытий с применением стального профилированного настила по стальным прогонам под нагрузкой 500—5000 кгс/м² и по железобетонным прогонам под нагрузкой 1000 кгс/м². Профилированный стальной настил используют как опалубку и как арматуру плиты, которая включается в

совместную работу с прогонами. Экономические расчеты таких перекрытий подтвердили эффективность их применения. Выпускаемый в настоящее время нашими заводами профилированный настил еще не достаточно отвечает требованиям использования его в железобетонных перекрытиях. Необходимо разработать новые, более экономичные профили для перекрытий с расширенной областью применения, учитывающие требования возведения перекрытий, условия приварки и размещения анкерных штырей и пр.

В решении совещания отмечено, что накопленный экспериментальный материал рекомендует использовать профилированный настил для железобетонных перекрытий не только в качестве опалубки, но и рабочей арматуры.

В связи с этим необходимо издать рекомендации по проектированию монолитных перекрытий с применением профилированного настила в качестве арматуры. Составлен координационный план дальнейших научно-исследовательских и проектно-испытательских работ по конструкциям монолитных железобетонных перекрытий с применением профилированного листа на 1981—1985 гг. Будут изучены вопросы, еще не получившие достаточного решения: совместная работа профилированного настила и гибкой арматуры в плитах, прочность и деформативность плит с отверстиями, огнестойкость и коррозионная стойкость перекрытий, длительная прочность, работа плит перекрытий по неразрезным схемам, прочность перекрытий при многократно повторяющихся нагрузках и др.

Следующее координационное совещание по этой проблеме намечается провести в 1983 г.

А. П. ВАСИЛЬЕВ, д-р техн. наук, проф.;
В. М. ГОРШКОВА, канд. техн. наук

Симпозиум по армоцементным конструкциям

В Институте экспериментальных исследований моделей и конструкций (ИСМЕС) в г. Бергамо (Италия) в 1981 г. состоялся Международный симпозиум по армоцементным конструкциям, организованный рабочими комиссиями международных организаций по методике лабораторных исследований (РИЛЕМ) и по пространственным конструкциям (ИАСС) с участием американского института по бетону.

В симпозиуме приняли участие около 100 специалистов из 16 стран. В материалах симпозиума было опубликовано 57 докладов, в том числе 6 докладов советских специалистов. В выступлениях организаторов симпозиума профессоров Оберти Леви (Италия), Шаха (США), Падюара (Бельгия) отмечалось, что внедрение тонкостенных армоцементных конструкций является одним из направлений в совершенствовании железобетонных конструкций с целью снижения их материалоемкости, стоимости и энергоёмкости. В армоцементе выполняется широкий набор элементов конструкций зданий и сооружений и судов и до оболочек, сводов и куполов покрытий пролетом 100 м. При этом большая часть армоцементных конструкций изготавливается безопалубочным монолитным способом с укладкой цементного раствора по сеткам вручную или набрызгом. В развитых странах необходимо расширить заводское изготовление армоцементных изделий. В СССР армоцемент применен более чем в 20 различных видах конструкций — в панелях стен и покрытий массового строительства, дебаркадерах, резервуарах, в большепролетных висячих, сводчатых и складчатых покрытиях и др.

Материалы симпозиума содержат новые данные. В докладах секции «Механические свойства армоцемента» приведены результаты исследования диффузионных свойств армоцемента как фактора, определяющего защиту арматуры от коррозии и морозостойкость армоцемента; затронуты проблемы использования в тонкостенном армоцементе золуноса ТЭЦ, позволяющих экономить до 30% цемента и песка и рационального армирования изгибаемых армоцементных элементов. Исследование трещинообразования при армировании сетками и отдельными проволоками, проведено экспериментально и с использованием расчетной модели при линейной и нелинейной зависимости между растягивающими напряжениями и деформациями от циклических нагрузений. Приведены положительные результаты изучения прочности круглых колонн с армоцементной оболочкой. Интересны данные исследований японских инженеров по армоцементу при динамических и многоповторяющихся воздействиях, в том числе на двуглавых балках высотой 1 м, позволившие расширить применение армоцементных конструкций в мостостроении, гидротехнике и судостроении. В некоторых докладах этого

раздела сообщалось об изучении устойчивых явлений влияния способа формирования армоцемента на его механические свойства. В докладе советских специалистов приведены интересные данные о влиянии усадки и ползучести мелкозернистого бетона на работу армоцемента во влажных и сухих условиях.

На второй секции симпозиума «Расчет и испытание армоцементных конструкций» несколько докладов посвящено структуре армоцемента с сетчатым и фибровым армированием и различными заполнителями бетона, остальные — различным аспектам работы элементов армоцементных конструкций при воздействии статических и динамических нагрузок.

В докладах первой группы сделана попытка использовать основы механики разрушения хрупких материалов для расчета трещинообразования в армоцементе как композите из однородной матрицы и стальных сеток; проведено сравнение жесткости плит, армированных сетками и фибрами. При этом для равного количества фибр и сеток при однократном загрузении получены одинаковые результаты, а при повторных циклах прогибы фибробетонных плит резко возрастали. Большой интерес для армоцементного судостроения имеют исследования особо легкого армоцемента. Заполнителем бетона здесь служат полые полимерные шарики (типа «ширазу», полистирол и др.), благодаря которым композит имеет прочность на сжатие около 40 МПа и растяжение около 6 МПа при средней плотности 750 кг/м³.

Следует отметить работы итальянских специалистов по проектированию и возведению армоцементных оболочек полонитальной гауссовой кривизны толщиной 15—20 мм при пролете до 30 м, покрытых сверху и снизу стеклопластиком. Такие оболочки экономичны и долговечны в условиях агрессивной среды на берегу моря. Приведены интересные данные об испытании моделей и проектировании сложных армоцементных оболочек покрытий здания и напорного водовода диаметром 3 м с внутренней армоцементной облицовкой. Применение армоцементного слоя упростило строительные работы и повысило качество водовода при давлении до 3 МПа. Отдельные докладчики касались расчета и проектирования различных сложных конструкций (лодок и катеров, оболочек двойной кривизны и складок), изготавливаемых вручную или набрызгом песчаного бетона непосредственно на сетки. Специалисты из развивающихся стран Азии рассмотрели проблемы расчета, исследования и проектирования сборных тонкостенных армоцементных элементов в виде коробчатых настилов, тавровых балок, панелей-оболочек покрытий и т. п. В докладах советских специалистов показан опыт применения различных армоцементных конструкций заводского изготовления, представлены

основные результаты исследований и принципы расчета при проектировании армоцементных конструкций согласно СН 366-77.

В сообщениях по разделу «Технология изготовления, применение и экономика» рассматривались безопалубочное и механизированное формование армоцементных оболочек и других тонкостенных конструкций, опыт и экономическая эффективность их применения. Так, многолетний американский опыт показал, что послойное безопалубочное изготовление армоцементных судов наиболее целесообразно осуществлять набрызгом с помощью поршневых насосов (бетонная смесь с $V/C = 0,35-0,44$; P/C 1:1—1:2). При этом корпус судна длиной 16 м четыре чело-века формируют за один день.

В некоторых зарубежных докладах отмечалась целесообразность повышения эффективности армоцемента путем перехода к заводской технологии изготовления элементов. Например, в Польше освоено формование волнистых элементов с помощью окользачающего вибростампа, а в Новой Зеландии — изготовление цилиндрических изделий с применением вращающейся цилиндрической формы, на которую накладываются бетонная смесь и частая сетка. Аналогичные способы используются и в СССР.

В докладах китайских специалистов сообщалось об опыте применения армоцементных лодок и катеров грузоподъемностью от 1 до 15 т, пассажирских судов водоизмещением до 1000 т и грузовых до 3000 т общим водоизмещением около 7 млн т. При сокращении времени изготовления и энергоёмкости стоимость армоцементных судов на 20—40% ниже, а долговечность больше по сравнению с металлическими. Имеются данные об экономической эффективности использования за рубежом армоцемента для изготовления резервуаров для воды, кровельных плит, напорных водоводов, водонапорных башен, стеновых панелей, ребристых панелей перекрытий, мостов, понтонов, несъемной опалубки морских пирсов и т. п. Описано также опытное строительство целиком из армоцемента (с эффективным утеплителем) 4-этажного сейсмостойкого дома, масса которого составляет 30% массы обычного дома из бетона и кирпича. По данным технико-экономического анализа, проведенного в США, цена армоцемента зависит от стоимости трудозатрат, которая в разных странах составляет от 10 до 75% и, следовательно, для их сокращения необходимо механизировать процессы изготовления. Стоимость сетчатой арматуры составляет от 23 до 81%.

Рассматриваются свойства и применение железобетона и армоцемента в комбинации с фибробетоном. Проектирование армоцементных конструкций с комбинированным армированием предусмотрено СН 366-77. В некоторых докладах приведены примеры использования в качестве сетчатой арматуры армоцемент-

ных конструкций различных сеток — тканых, вязаных, в том числе с ромбическими ячейками, а также сварных. Расширение ассортимента частых сеток представляет практический интерес и для нашего строительства. Интересен опыт изготовления в Австралии спортивной лодки каню из армоцементных пластин из бетона на шлаковом песке состава 1:2:0,5, соединенных сеткой. После погиба пластин и замоноличивания швов лодка получила высокую оценку. Аналогичный способ использовали для образования складок в СССР и в Бразилии. Работы по выбору материала для замоноличивания швов сборных армоцементных конструк-

ций подтвердили преимущества использования расширяющегося цементного раствора как более удобного и дешевого по сравнению с полимерными. Отмечалось народнохозяйственное значение применения армоцементных газголеров (емкостью до 3 м³) в установках для получения биогаза в индивидуальных хозяйствах отдельных стран Азии, для отопления и освещения вместо использования природного газа, нефти и угля.

Симпозиум показал, что применение в мировой строительной практике армоцементных конструкций весьма разнообразно и перспективно. Их исследова-

ния пополнились данными при длительных, динамических и циклических воздействиях. В СССР армоцементные конструкции применяются в заводском исполнении, опираясь на данные экспериментальных исследований, значительный объем опытного проектирования и строительства, а также на соответствующие нормы. Однако монолитное безопалубочное бетонирование, заводская технология формирования и масштабы применения армоцементных конструкций широкой номенклатуры требуют дальнейшего развития.

Г. К. ХАЙДУКОВ, д-р техн. наук, проф.

УДК 69.003:658.53

Малашкина Э. С., Швейко Н. В. **Нормативно-чистая продукция в оценке деятельности предприятий.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 2—3.

Приведены результаты применения показателя НЧП на предприятиях сборного железобетона Латвии, треста № 61 (Железобетон) и Главмоспромстройматериалов. На этих предприятиях значительно улучшилось выполнение номенклатурных планов, выработка на одного работающего, улучшилось использование рабочего времени и сократились условные и внутрисменные простои при некотором снижении трудоемкости выпускаемых изделий. Увеличилась экономия сырья и материалов. Обобщение опыта работы будет способствовать дальнейшему улучшению методологии применения НЧП, а также улучшению планового руководства экономикой.

УДК 69.025:666.982.24

Вейгель П. В., Королев В. В., Петров Д. М. **Эффективное армирование панелей перекрытий.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 4—5.

Освещен опыт освоения экономичного армирования сплошных панелей перекрытий, приведены решения по фиксации сеток в кассетах и методы их местного усиления. Дана экономическая эффективность приведенного армирования. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 624.072.2/3

Байков В. Н., Алмазов В. О., Бойко В. Г. **О работе изгибаемых элементов при отрицательной температуре.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 6—8.

Приведены результаты исследования статически неопределимых железобетонных балок, подверженных действию нагрузки и температуры от 20 до -50°С. Показано, что изменение температуры приводит к раннему появлению трещин. Отмечена определяющая роль температуры в кинетике образования и развития трещин в статически неопределимых системах. Для гидротехнических и промышленных сооружений, работающих в суровых климатических условиях, рекомендуется учет совместного действия силового и температурного факторов. Ил. 2, список лит.: 2 назв.

УДК 691.327:539.376:624.21

Кизирия Г. В., Гвинчидзе Г. И. **Учет ползучести бетона в статически неопределимых мостовых конструкциях.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 8—10.

Описана приближенная методика определения основных неизвестных в статически неопределимых конструкциях мостов с учетом деформаций ползучести бетона на основе модификации теории упругоползучего тела. Предложенная модификация ядра учитывает влияние сезонных изменений окружающей среды (температуры и влажности) на интенсивность развития деформаций ползучести. Ил. 3, список лит.: 4 назв.

УДК 691.327:666.973.5:539.4

Сахаров Г. П., Логинов Э. А. **Структурная прочность ячеистого бетона.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 10—11.

Дан анализ влияния капиллярной и газовой пористости ячеистого бетона на его прочность. Показана необходимость учета при оценке этого влияния вида вяжущего, условий твердения и качества структуры. Определена номинальная прочность исходного строительного раствора для изготовления бетона заданной марки и объемной массы. Показана целесообразность использования этой связи для оценки и контроля технологии, состава и качества структуры ячеистого бетона. Табл. 2, ил. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:539.4

Коган Е. А., Шабасва Н. Е., Филиппова Н. И. **Влияние масштабного фактора на прочность бетона при раскалывании.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 12—13.

Исследована зависимость прочности на растяжение при раскалывании от размеров образцов для тяжелых вибрированных бетонов. Даны рекомендации по назначению переводного масштабного коэффициента прочности бетона образца произвольного размера. Разработана методика испытаний, позволяющая исключить влияние различия в степени уплотнения бетонной смеси и неоднородности бетона в образцах разных размеров на проявление масштабного эффекта. Табл. 3, список лит.: 5 назв.

УДК 666.972.7:620.18

Сизов В. П. **О «структурных» характеристиках бетона.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 14—15.

Анализируются предложенные структурные характеристики бетона и сопоставляются с принятыми в технологии бетона. Табл. 1, ил. 1, список лит.: 6 назв.

УДК 691.022—413:691.327:666.973.5:693.548

Прогрессивные способы отделки крупноформатных стеновых изделий из ячеистых бетонов. Х. С. Воробьев, Ю. В. Гонтарь, А. И. Чалова, Е. М. Сергейкина. — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 16—17.

Дан обзор современных способов отделки крупноформатных стеновых изделий из ячеистых бетонов, широко применяемых на предприятиях страны. Особое внимание уделено консервным линиям отделки стеновых изделий, позволяющим повысить уровень механизации отделочных работ в заводских условиях. Рассмотрены основные направления дальнейшего совершенствования заводской отделки ячеистобетонных изделий для повышения архитектурно-художественной выразительности крупнопанельного домостроения.

УДК 69.057:5:691.714

Данилов Н. Н., Наумов С. М., Минаков Ю. А. **Стальная термоактивная опалубка.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 19—20.

Приведены конструктивные и энергетические характеристики термоактивной опалубки с греющей палубой, показан опыт ее применения. Ил. 2.

УДК 628.143.1/5(083.78)

Дикаревский В. С., Продоус О. А., Якубчик П. П. **Назначение оптовых цен на напорные трубы в зависимости от шероховатости внутренней поверхности.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 20.

Показана необходимость изменения оптовых цен на железобетонные напорные трубы в зависимости от шероховатости внутренней поверхности. Приведены графики зависимости надбавки к оптовой цене на 1 трубу в зависимости от шероховатости стенки трубы. Ил. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 691—431:539.4

Пиравдов А. Б., Аробелидзе В. И. **Длительная прочность внецентренно-сжатых керамзитобетонных образцов.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 22.

На основании длительных испытаний образцов из легкого бетона была получена формула длительной прочности внецентренно-сжатых элементов. Результаты исследований позволили уточнить значение коэффициента условий работы бетона m_{61} . Ил. 1, табл. 1.

УДК 624.136.6.001.2

Баранова Т. И., Соколов Б. С. **Проектирование перемычек над проходами в колоннах.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 23—24.

Усовершенствован метод расчета перемычек, образуемых над проходами в надкрановой части колонн одностажных прозвандий, на действии поперечной силы. Разработана расчетная схема перемычек при действии распределенной нагрузки. Даны рекомендации по оптимальному армированию перемычек. Ил. 3, список лит.: 2 назв.

УДК 624.072.2/3

Цейтлин А. А., Голубчик Е. В. **К расчету на косой изгиб железобетонных элементов.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 24—25.

Исследованы случаи расчета на косой изгиб железобетонных тавровых элементов в соответствии с Руководством [1]. Предложена методика расчета на косой изгиб тавровых элементов, высота сжатой зоны которых больше высоты свесов, но вся сжатая зона находится в полке элемента. Ил. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 691.327:531.8

Ягуст В. И. **О границах области применения линейной механики разрушения к бетону.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 25—26.

Опытным и расчетным путем с привлечением модели Леонова — Панасюка — Дагдейла выявлены границы области применимости линейной механики разрушения к расчету бетонных конструкций. Они зависят от вида и размеров конструкции, характера нагружения, крупности структуры бетона. Ил. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 691.327:620.193.2

Иванов Ф. М., Янбых П. Н. **Длительные испытания бетона в растворах хлористых солей.** — Бетон и железобетон, 1982, № 6, с. 26—27.

Приведены результаты длительных испытаний коррозионной стойкости бетонов при частичном и полном погружении в растворы хлористых солей (NaCl, CaCl₂, MgCl₂). Ил. 2, табл. 1.

CONTENTS

Veigel P. V., Korolev V. V., Petrov D. M. Effective reinforcing of floor panels
Baikov V. N., Almazov V. O., Boiko V. G. Behaviour of flexural members under negative temperatures
Kiziriya G. V., Gvinchidze G. I. Account of concrete creep in statically indeterminate bridge structures
Sakharov G. P., Loginov E. A. Cellular concretes with polymer admixtures
Kogan E. A., Snabaeva N. E., Filippova N. I. Influence of scale factor on concrete strength under cleavage
Vorobjev Kh. S., Gontar' Yu. V., Chalova A. I., Sergeikina E. M. Progressive methods of finishing wall products made of cellular concretes
Rudenko I. F., Lavrinev P. G., Kuzin V. N. Optimal parameters of non-vibrating roll moulding of flat products
Danilov N. N., Naumov S. M., Minakov Yu. A. Steel thermoactive form
Dikarevsky V. S., Prodous O. A., Yakubchik P. P. Setting of wholesale prices for pressure pipes according to roughness of inner surface
Ermakov G. I., Melnikov E. G., Shcherbakov V. I. Floor slabs made of ceramsite-ash-concrete
Piradov A. B., Arobelidze V. I. Long-term strength of eccentrically compressed ceramsite concrete specimens
Tseylin A. A., Golubchik E. V. Design of oblique deflection of reinforced concrete members
Yagust V. I. Limits of application fields for linear mechanics of destruction for concrete
Ivanov F. M., Yanbykh N. N. Long-term tests of concrete in solutions of salt chloride

CONTENU

Veighel P. V., Korolev V. V., Petrov D. M. Le renforcement efficace des panneaux des recouvrements
Baykov V. N., Almazov V. O., Bojko V. G. Le service des éléments sollicités en flexion sous les températures au-dessous le zéro
Kiziriya G. V., Gvinchidze G. I. L'enregistrement de fluage du béton dans les structure des ponts statiquement indéterminées
Sakharov G. P., Loginov E. A. La résistance du béton cellulaire
Kogan E. A., Chabaeva N. E., Philipova N. I. L'influence de facteur dimensionnel sur la résistance du béton sous fendage
Vorobjev Kh. S., Gontar' Y. V., Tchalo-va A. I., Sergehjkina E. M. Les procédés progressifs de finition des pièces murales de grandes dimensions produites en betons cellulaires
Roudenko I. Ph., Lavrinev P. G., Kouzine V. N. Les paramètres optimaux de formage par rouleaux et non-vibratoire des produits plats
Danilov N. N., Naumov S. M., Minakov Y. A. Le coffrage d'acier thermoactif
Dikarevsky V. S., Prodopus O. A., Jakoubtchik P. P. Fixation des prix de gros pour les conduites forcées compte tenu de rugosité de la surface intérieure
Ermakov G. I., Melnikov E. G., Stcherbakov V. I. Les dalles des planchers en keramsite-cendre-béton
Piradov A. B., Arobelidze V. I. La résistance de longue durée des échantillons en keramsite-béton comprimés hors du centre
Tseitlzne A. A., Goloubtchik E. V. Le calcul sur la flexion oblique des éléments en béton armé
Jagoust V. I. Sur les limites de possibilité d'application au béton de la mécanique linéaire de la destruction
Ivanov Ph. M., Janbykh N. N. Les essais de longue durée du béton dans les solutions des chlorures muriates

INHALT

Weijgel P. W., Koroljow W. W., Petrov D. M. Effektives Bewehren von Deckenplatten
Bajkow W. N., Almasow W. O., Bojko W. G. Verhalten von auf Biegung beanspruchten Bauelementen bei negativen Temperaturen
Kisiriya G. W., Gwintschidze G. I. Berechnung des Kriechens des Betons in statisch unbestimmten Brückenkonstruktionen
Sacharow G. P., Loginow E. A. Festigkeit des Zellenbetons
Kogan E. A., Schabajewa N. E., Filippowa N. I. Einfluss des maßstäblichen Faktors auf Bruchfestigkeit des Betons
Worobjow Ch. S., Gontarj Ju. W., Tschalowa A. I., Sergejkina E. M. Progressive Putzverfahren von grossformatigen Wandzeugnissen aus Zellenbetonen
Rudenko I. F., Lawrinjow P. G., Kusin W. N. Optimale Parameter der Rollenformgebung ohne Vibration von ebenen Erzeugnissen
Danilow N. N., Naumow S. M., Minakov Ju. A. Thermoaktive Stahlschalung
Dikarewski W. S., Prodous O. A., Jakubtschick P. P. Bestimmung von Grosshandelspreisen für Druckrohre in Abhängigkeit von der Rauigkeit der Innenfläche
Jermakov G. I., Meljnikow Eu. G., Stscherbakow W. I. Deckenplatten aus Keramsitaschenbeton
Piradow A. B., Arobelidze W. I. Dauerfestigkeit von aussermittig gedrückten Keramsitbetonprüfkörpern
Zeitlin A. A., Golubtschick Eu. A. Zur Berechnung auf schiefe Biegung von Stahlbetonbauelementen
Jagust W. I. Grenzen des Anwendbarkeitsbereiches der linearen Mechanik des Bruches für Beton
Iwanow F. M., Janbych N. N. Dauerversuche des Betons mit Lösungen von Chlorsalzen.

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. Демениук, 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 13.04.82.
 Формат 60×90^{1/8}
 Тираж 14770 экз

Подписано в печать 12.05.82.
 Печать высокая Усл. печ. л. 4,0

Усл. кр.-отт. 4,75

T-09646
 Уч.-изд. л. 5,88
 Заказ 168

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

Авторские свидетельства

№ 28*

№ 850392. В. В. Кубатнев. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.
№ 850396. М. М. Кабан. Устройство для изготовления строительных изделий.
№ 850397. Н. Г. Лука, Е. Г. Урсу и В. С. Кочеровский. Кассетная форма.
№ 850399. В. М. Беленький, В. А. Сергеев, А. А. Купцов и Л. Г. Курбатов. ЛенЗНИИЭП. Бетоноукладчик.
№ 850402. А. Н. Лившин, Я. Д. Диордиенко, Н. М. Майстренко и Г. Н. Сотник. НИИСП. Установка для формования тел вращения из бетонных смесей.
№ 850407. Г. Ф. Надарейшвили, Л. Н. Свиридов и А. Г. Букатин. НИЛ ФХММ и ТП. Устройство для контроля процесса перемешивания бетонной смеси.
№ 850630. И. Н. Герасимов, В. А. Степанов, Г. П. Иванов и В. А. Воскресенский. Казанский инженерно-строительный ин-т. Способ изготовления бетонополимерных изделий.
№ 850631. И. Н. Герасимов, Е. И. Андреев и Г. П. Иванов. Казанский инженерно-строительный ин-т. Способ изготовления бетонополимерных изделий.
№ 850632. Л. А. Малинина, В. М. Барков и В. И. Гапжара. НИИЖБ. Целиноградский филиал Индустрпроект и Целиноградский инженерно-строительный ин-т. Способ тепловлажностной обработки бетонных изделий.
№ 850633. В. П. Абрамов, В. П. Виноградов, В. В. Шмалько и др. Днепропетровский филиал НИИСП. Способ автоматического управления процессом тепловлажностной обработки бетонных и железобетонных изделий в камерах.
№ 850635. Л. Н. Ануфриев, Б. И. Костенко, А. Н. Счастливый и П. Г. Холомкин. ЦНИИЭПсельстрой и ВЗИСИ. Устройство для тепловой обработки бетонных изделий.
№ 850774. А. А. Афанасьев и С. В. Подкопаев. Челябинский политехнический ин-т и МИСИ. Устройство для уплотнения бетонных смесей.
№ 850776. Ф. Г. Брауде, С. А. Осмаков, В. А. Голубенков и Б. Н. Захаров. Трест Ленинградоргстрой и ЛИСИ. Генератор виброударных воздействий плиты для поверхностного уплотнения бетонной смеси.
№ 850777. Н. М. Балхасянц и М. П. Старобинская. ЭПКБ Главсевкавстроя. Навесное оборудование для распределения уплотнения и загладивания бетонных смесей.
№ 850824. А. С. Зурабян, Г. М. Чентемиров, Г. И. Станчик и др. НИИЖБ. Объемный блок.
№ 850826. Н. Д. Шкляр, Красноярский Промстройинпроект. Стена здания.
№ 850834. В. А. Брагинский и А. Г. Петров. Моспроект-1. Арматурный каркас железобетонной балки.

№ 850842. М. Б. Джурицкий, Ен Бе Ким, К. И. Коренев и Д. С. Ермак. Оргэнергострой. Опалубочный щит.
№ 850843. Б. И. Петраков, Г. В. Соо, И. Н. Искандаров и др. Способ возведения монолитной конструкции с каналом.
№ 850844. Б. И. Петраков, И. П. Ваучский, Г. В. Соо и др. Способ возведения монолитных сооружений в пневматической опалубке.
№ 850846. Г. Н. Межевой, Л. Г. Храковский и М. Б. Мимер. Способ возведения вертикальной конструкции из монолитного железобетона.
№ 850847. Б. И. Березовский, Ю. В. Можжаев и Ю. А. Егоров. ЦНИИОМТП. Способ изготовления монолитных железобетонных конструкций типа балок и устройство для его осуществления.
№ 850848. П. Н. Ковалев, В. М. Носевич, М. М. Шатайкин и В. Г. Шкурат. Украинский ин-т по проектированию дорожного хозяйства и ПТТ Оргдорстрой. Способ напряжения пучков арматуры при изготовлении предварительно напряженных железобетонных изделий.
№ 850850. Т. А. Красовская, С. С. Давыдов, В. В. Кожин и др. МИИТ. Способ усиления железобетонных балок.
№ 850859. Л. Н. Фесик. Днепропетровский отдел комплексного проектирования Украинского отделения ВНИИ Энергосетьпроект. Железобетонная стойка для опор линий электропередачи.
№ 29
№ 852563. В. Н. Власов, Ж. Г. Мухин и Б. Г. Трегубов. Ин-т горного дела Сибирского отделения АН СССР. Устройство для уплотнения бетонных смесей в форме.
№ 852564. В. И. Моссаковский, Н. И. Соколенко, А. А. Гольдин и др. Днепропетровский ин-т. Двухмассная резонансная виброустановка для уплотнения бетонных смесей в формах.
№ 852565. А. П. Кириллов, В. Я. Спиркин и А. Д. Осипов. Научно-исследовательский сектор Гидропроект. Способ уплотнения бетонной смеси.
№ 852566. В. И. Гуйтур. Николаевский инженерно-строительный факультет Одесского инженерно-строительного ин-та. Устройство для формования изделий из бетонных смесей.
№ 852575. И. П. Овчинников, И. Ф. Руденко и Ф. М. Иванов. Стахановский филиал Коммунарского горно-металлургического ин-та и НИИЖБ. Способ изготовления железобетонных напорных труб.
№ 852580. Э. Х. Булгаков, М. Г. Алтыкис, Е. И. Андреев и В. В. Медяник. Бетономешалка непрерывного действия.
№ 852581. В. И. Баловнев, Л. А. Хмара, Г. Д. Дибров и др. Днепропетровский инженерно-строительный ин-т и МАДИ. Устройство для перемешивания сухих компонентов бетонной смеси.
№ 852582. Л. А. Хмара, Г. Д. Дибров, И. Э. Марон и О. В. Скрипка. Днепропетровский инженерно-стро-

ительный ин-т и ПО Днепроэнергостройиндустрия. Устройство для перемешивания сухих компонентов бетонной смеси.
№ 852821. Э. В. Литвиненко, А. Б. Соболевский, Л. Д. Баньковский и др. Ин-т общей и неорганической химии АН БССР, Минский НИИСМ и Ин-т физико-органической химии АН БССР. Бетонная смесь.
№ 852822. Г. Ф. Слипченко, А. А. Колодкин, Ф. А. Гофштейн и др. ВНИИПКИ полимерных строительных материалов. Комплексная добавка для бетонной смеси.
№ 852824. Н. И. Федькин. Новокузнецкое отделение Уралнистромпроект. Способ приготовления бетонной смеси.
№ 852826. Н. И. Федькин, Н. М. Белогуров, А. И. Звездов и др. Новокузнецкое отделение Уралнистромпроект, НИИЖБ и Главное управление по строительству в Кузбасском экономическом районе. Бетонная смесь.
№ 852827. Д. М. Абрамович, Г. Н. Варенцова, В. А. Галицкая и др. НИИСМ. Способ приготовления бетонной смеси.
№ 852829. Я. И. Швидко и Э. Л. Марьямов. МИИТ. Полимербетонная смесь.
№ 852830. В. В. Герасимов, С. П. Шептицкий и В. И. Ремизникова. Казанский инженерно-строительный ин-т. Бетонная смесь.
№ 852839. К. Э. Горяинов, А. Н. Счастливый, П. Г. Холомкин и Б. О. Атрачев. ВЗИСИ. Способ изготовления ячеистых бетонных изделий.
№ 852840. Р. С. Абрамова, Б. М. Гродзинский и др. ПТИ Оргтехстрой. Способ ухода за свежееуженным бетоном.
№ 852841. Е. Н. Игнатенко, В. Ю. Третьинник, Н. Н. Круглицкий, и др. Ин-т коллоидной химии и химии воды АН УССР. Композиция для ухода за свежееуженным бетоном.
№ 852842. В. Н. Долинин, В. Ф. Черных, В. И. Божков и др. Краснодарский политехнический ин-т. Устройство для термообработки бетонных и железобетонных изделий.
№ 853010. В. В. Краснов и А. Д. Завьялов. Устройство для разрушения голов железобетонных свай.
№ 853047. Р. Л. Маляня и Д. Р. Маляня. РИСИ. Железобетонная колонна.
№ 853048. Ф. У. Возный, А. Л. Ционский, Р. И. Любченко и др. НИИЖБ. Арматурный каркас железобетонной напорной трубы с буртами.
№ 853054. В. Е. Богданов. Куйбышевский филиал Гидропроект. Опалубочный щит.
№ 853056. С. Н. Балерка. Опалубка для бетонирования стен деформационного шва здания.
№ 853057. Н. Д. Грабойс, В. Г. Гарвардт и С. А. Терещук. Способ возведения стен в скользящей опалубке.
№ 853060. В. Ф. Архангельский, Б. И. Денясов, В. Д. Иванов и др. ЭКБ. Вакуум-щит формовочной установки для изготовления бетонных изделий.
№ 853061. Н. Г. Лука. Устройство для натяжения и отпуска арматуры.

* См.: Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981.

**МОСКОВСКИЙ
ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ ИНСТИТУТ
В 1982—83 УЧЕБНОМ ГОДУ ОБЪЯВЛЯЕТ ПРИЕМ
СПЕЦИАЛИСТОВ С ВЫСШИМ ОБРАЗОВАНИЕМ
НА СПЕЦИАЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ
ПЕРЕПОДГОТОВКИ КАДРОВ ПО НОВЫМ,
ПЕРСПЕКТИВНЫМ НАПРАВЛЕНИЯМ НАУКИ
И ТЕХНИКИ
ПО СЛЕДУЮЩИМ СПЕЦИАЛЬНОСТЯМ:**

- **АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ (машин, дорог и аэродромов)**
- **АВТОМАТИЗАЦИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ (ДВС, автомобилей, процессов автомобильных перевозок)**

Срок обучения 9 месяцев. Начало занятий 1 октября.

- **НАДЕЖНОСТЬ МАШИН (прогнозирование, реализация, повышение)**
- **СТАНДАРТИЗАЦИЯ И УПРАВЛЕНИЕ КАЧЕСТВОМ (в машиностроении и авторемонтном производстве)**

Срок обучения 6 месяцев. Начало занятий 10 ноября.

*Обучение на спецфакультете с отрывом от производства.
Заявления принимаются до 15 сентября (с указанием специальности)
от лиц в возрасте до 45 лет, имеющих стаж практической работы не
менее 3 лет. Зачисление производится по результатам собеседования;
прошедшие собеседование обеспечиваются общежитием.
Лица, окончившие спецфакультет, получают диплом установленного
Минвузом СССР образца.
Справки по телефону 155-01-97.*