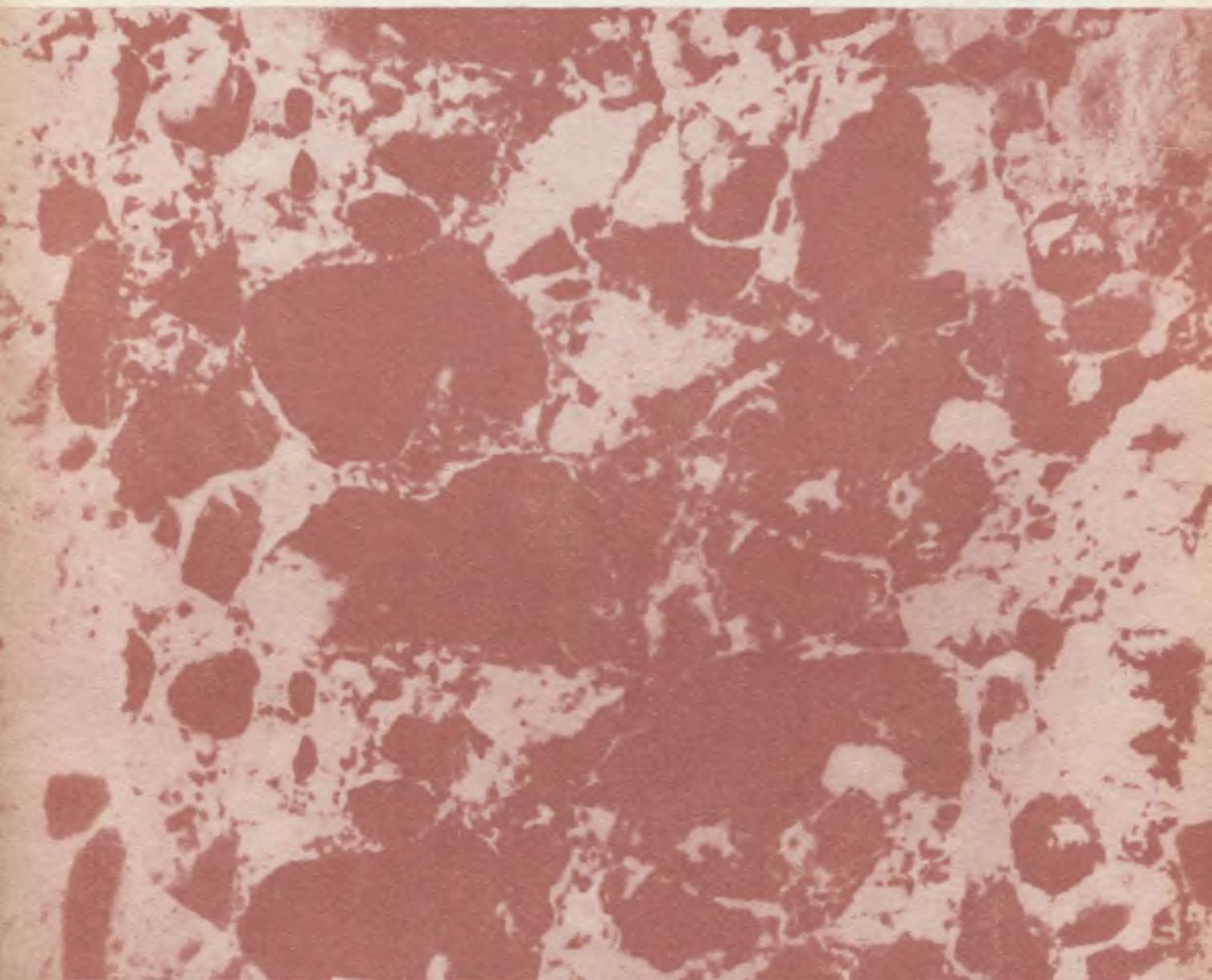


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

11
1991



Работникам предприятий стройиндустрии!

**ОТРАСЛЕВАЯ ЛАБОРАТОРИЯ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ»**

**Московского инженерно-строительного
института им. В. В. Куйбышева**

Выполняет комплекс работ по совершенствованию конструктивных решений и армированию многопустотных плит перекрытий жилых, гражданских и промышленных зданий, включающий:

- разработку технической документации на выпуск многопустотных плит перекрытий с экономичным армированием с учетом номенклатуры выпускаемых изделий и конкретных условий изготовления
- оказание технической помощи при внедрении разработок и участие в выпуске опытной партии изделий
- проведение контрольных испытаний и подготовку заключения по их результатам

Железобетонные многопустотные плиты перекрытий с экономичным армированием — это:

- унификация диаметров продольной напрягаемой арматуры
- существенное снижение расхода металла
- уменьшение трудозатрат при изготовлении

НАШИ НАУЧНЫЕ РАЗРАБОТКИ — ВАША ПРИБЫЛЬ!

*Наш адрес: 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26,
МИСИ им. В. В. Куйбышева,
телефоны 235-91-70, 235-66-76*

СОДЕРЖАНИЕ

К юбилею ведущего строительного вуза страны	2
Конструкции	
<i>Попов Н. Н., Чарыев М.</i> Разрушение железобетонных балок со смешанным армированием при динамических нагрузках	4
<i>Головин Н. Г., Набатников А. М.</i> Совершенствование армирования многопустотных плит перекрытий	5
<i>Айвазов Р. Л., Лапицкий И. В.</i> Сборное перекрытие, опертое по контуру и работающее с поперечным распором	7
Бетоны	
<i>Баженов Ю. М., Аносова Г. В., Еворенко Г. И.</i> Повышение эффективности бетона добавкой модифицированных лигносульфонатов	10
<i>Орентлихер Л. П., Первушин Г. Н.</i> Влияние состава и структуры на трещиностойкость керамзитобетона	11
<i>Калеев И. П., Алимов Л. А., Воронин В. В.</i> Перспективы повышения эффективности малощебеночных бетонов	13
<i>Чистов Ю. Д.</i> Особенности технологии и свойства бетонов на мелких песках без крупного заполнителя	15
<i>Коровяков В. Ф., Ферронская А. В., Чумаков Л. Д., Иванов С. В.</i> Быстротвердеющие композиционные гипсовые вяжущие, бетоны и изделия	17
<i>Симоненко Л. И., Стамбулко В. И.</i> Суперпластификатор на основе полиэлектролитных комплексов	18
Строительное производство	
<i>Белоусов О. В., Мамбеталиев Н. Т.</i> Торкрет-технология радиопоглощающего бетона	20
В помощь проектировщику	
<i>Фролов А. К., Кондратьев В. А., Башир Г.</i> Перераспределение усилий в неразрезных плитах покрытий	22
Теория	
<i>Байков В. Н.</i> Взаимосвязь диаграммы прочности двухосно сжатого бетона и характеристик $\sigma - \epsilon$ при одноосном сжатии и растяжении	24
<i>Забегаяев А. В., Сизов Ю. В.</i> К расчету колонн на аварийные ударные воздействия	27
Долговечность	
<i>Алмазов В. О., Старченко О. В.</i> Влажностные деформации бетона с добавками при циклических замораживаниях и оттаиваниях	29



К юбилею ведущего строительного вуза страны

Исполнилось 70 лет со дня образования Московского инженерно-строительного института. За эти годы ученые и преподаватели института внесли большой вклад в развитие теории и практики бетона и железобетона.

В 1923 г. была создана кафедра железобетонных конструкций. Ее первый заведующий проф. А. Ф. Лолейт предложил в 1930 г. определять несущую способность бетона, который до этого считался идеально упругим материалом, по предельному «пластическому» состоянию, опередив таким образом на много десятилетий мировую практику. В последующем кафедрой руководили крупные ученые С. С. Давыдов, П. Л. Пастернак, Л. А. Кацанович, В. Н. Байков.

Проф. С. С. Давыдов издал в 1933 г. первый учебник по железобетонным конструкциям для вузов. В нем впервые наряду с монолитными конструкциями рассмотрены новые для того времени сборные конструкции. В последующем на кафедре были подготовлены и получали широкое признание десятки учебников и учебных пособий. Учебник по курсу железобетонных конструкций проф. В. Н. Байкова и Э. Б. Сигалова выдержал 5 изданий, был отмечен Государственной премией и переведен на ряд иностранных языков, учебник по специальному курсу железобетонных изделий выдержал 3 издания и переведен на английский язык.

Большой вклад внесли ученые кафедры в теорию расчета и проектирование железобетонных конструкций. Проф. П. Л. Пастернак перешел от рассмотрения напряженного и деформированного состояния отдельных конструктивных элементов к изучению поведения сложных конструктивных схем в целом: резервуаров, купольных покрытий зданий, автодорожных мостов, балочных и плитно-балочных фундаментов, деформируемых совместно с грунтовым основанием.

Ближайшие сотрудники проф. П. Л. Пастернака продолжили его научные инициативы: проф. И. А. Трифонов по большепролетным мостовым сооружениям, проф. П. Ф. Дроздов по многоэтажным жилым зданиям, проф. Э. Б. Сигалов по многоэтажным сборным каркасным зданиям, проф. К. К. Антонов по технико-экономическому анализу железобетонных конструкций.

Проф. В. Н. Байков изучил совместную работу сборных железобетонных элементов в плоскостных и пространственных системах промышленных и гражданских зданий, начал разработку и внедрение оценки эффективности железобетонных конструкций по народнохозяйственному эффекту. Проф. Н. Н. Складнев разработал методику оптимизации железобетонных конструкций, проф. Н. Н. Попов и Б. С. Расторгуев изучали сопротивление отдельных конструкций и их систем кратковременным динамическим воздействиям.

Сотрудники кафедры проводят разнообразные исследования в области прикладной теории железобетона. Результаты их работ учтены при проектировании ряда уникальных сооружений. С 1990 г. кафедрой руководит проф. А. В. Забегаев, активно работающий по проблеме расчета конструкций зданий и сооружений на аварийные ударные воздействия высокой интенсивности.

В предвидении большого развития сборного железобетона в институте в 1943 г. был создан строительно-технологический факультет, начавший выпуск инженеров-технологов-строителей. Производство сборного железобетона и технология разных видов бетона стали

основным направлением его деятельности. Выпускники и сотрудники факультета внесли большой вклад в развитие промышленности сборного железобетона.

В организации факультета большое участие приняли проф. О. А. Гершберг и Б. Г. Скрамтаев. В 1949 г. была создана кафедра технологии вяжущих веществ и бетонов, организовавшая выпуск технологов по сборному железобетону и развернувшая широкие научные исследования в этой области. С 1949 г. кафедрой заведовал проф. А. В. Волженский, а с 1975 г. — проф. Ю. М. Баженов.

Проф. А. В. Волженским написан учебник по минеральным вяжущим веществам, выдержавший 5 изданий, проф. О. А. Гершбергом — учебник по технологии бетонных и железобетонных изделий, проф. Ю. М. Баженовым и А. Г. Комаром (ВЗИСИ) — учебник по технологии бетона и железобетонных изделий, Л. Д. Чумаковым (совместно с С. М. Ицковичем) — учебник по технологии заполнителей. Сотрудниками кафедры подготовлено много учебных пособий, получивших широкое распространение.

Под руководством проф. А. В. Волженского на кафедре выполнены работы по исследованию эффективных смешанных вяжущих, бетонов на гипсовых вяжущих, в том числе на предлоаженном им гипсоцементнопуццолановом вяжущем, бетонов с использованием зол, шлаков и других отходов промышленности и местных материалов, по песчаным и другим новым видам бетона. Проф. О. А. Гершбергом разработан метод вакуумирования бетонов, проф. Ю. С. Буровым исследовались вопросы применения в бетоне различных шлаковых материалов.

Проф. Ю. М. Баженовым предложены способы проектирования состава различных видов бетона, в том числе с использованием математических методов и компьютеров, изучены динамические свойства бетона, проведены исследования специальных видов бетона: мелкозернистого, быстротвердеющего, высокопрочного, с использованием новых модификаторов бетона и вяжущих низкой водопотребности, бетона для зимних работ, бетонополимеров.

Проблема повышения долговечности бетона и железобетона и вопросы экологии разрабатываются под руководством проф. А. В. Ферронской. Ею проведены оригинальные работы по гипсовым вяжущим и бетонам.

Проф. Л. А. Алимовым проводятся работы по структурной теории бетона и использованию ее для технологических расчетов новых видов бетона. Проф. В. В. Ворониным показана высокая долговечность пропитанных бетонов, разработаны эффективные золматериалы, проводится работа по широкому внедрению персональных компьютеров в технологию бетона.

Сотрудниками кафедры и научно-исследовательского центра по технологии бетона разработаны технологии новых материалов и бетонов: зольного безобжигового гравия, баротелита, модификатора СТ-1, композиционного гипсового вяжущего, ВНВ для зимних работ, твердеющего при отрицательных температурах, малоцебечного, декоративного, быстротвердеющего, крупнопористого легкого и других эффективных видов бетона, а также технологии бетонных изделий с использованием зол и других техногенных отходов.

Успешно работает в области бетона и железобетона кафедра строительных материалов.

Проф. Н. Н. Поповым, заведовавшим кафедрой строительных материалов в тридцатые — сороковые

годы, были разработаны основы технологии легких бетонов и строительных растворов. Проф. М. И. Хигеровичем предложены пластифицированные и гидрофобные цементы и бетоны. Проф. Г. И. Горчаков провел глубокие исследования по долговечности и деформативности бетонов и вопросам стандартизации продукции. Проф. В. Г. Микульский исследовал свойства полимербетонов и технологию склеивания бетонных и железобетонных изделий. Проф. Л. П. Ориентлихер рассмотрела пути повышения долговечности и качества легкого бетона как композиционного материала. Проф. Г. П. Сахаров разработал теорию надежности и новые виды безавтоклавного газобетона.

На кафедре теплоизоляционных материалов под руководством проф. Ю. П. Горлова разработаны бесцементные вяжущие и бетоны, новые виды жаростойких и теплоизоляционных бетонов, вибротехнология ячеистых бетонов. Проф. А. П. Меркин предложил новый способ получения пенобетона на основе сухой минерализации, успешно разрабатывает теорию и практику ячеистых бетонов на различных вяжущих веществах, новые виды вяжущих веществ для бетонов. Проф. В. Н. Соков разрабатывает технологию получения бетонов за счет создания внутреннего давления, использования полимерных заполнителей и бесцементных вяжущих. Проф. Б. М. Румянцевым

на кафедре процессов и аппаратов разработана технология новых эффективных изделий на основе гипсовых бетонов и композиций.

Многие работы по изучению бетонов и железобетонных конструкций проводятся совместно конструкторскими и технологическими кафедрами. Проф. И. А. Трифоновым выполнены работы по повышению технологичности железобетонных изделий, совместно с сотрудниками кафедры технологии вяжущих веществ и бетонов проведены работы по изделиям с применением песчаного и золобетона.

Ведущий строительный вуз страны сегодня проводит консультации, экспертизу, сертификацию продукции, организует подготовку и переподготовку кадров для предприятий и заводов сборного железобетона, оказывает помощь в подготовке новых производств и специалистов по новым направлениям развития стройиндустрии, в том числе для работы на мини-заводах и на производстве изделий и конструкций для малоэтажного индивидуального строительства.

МИСИ активно сотрудничает в области бетона и железобетона со многими вузами и организациями страны и рядом зарубежных вузов-партнеров и всегда открыт для новых совместных работ и проектов.

В этом номере нашего журнала публикуются статьи сотрудников Московского инженерно-строительного института.

Всесоюзный научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт заводской технологии сборных железобетонных конструкций и изделий

ВНИИжелезобетон Госстроя СССР

ОБЪЯВЛЯЕТ

Конкурс на замещение вакантных должностей в научно-инженерный испытательный центр динамической прочности и долговечности строительных материалов и конструкций «НИИЦСтром» Госстроя СССР:

- главного инженера центра
- заведующего лабораторией долговечности
- заведующего лабораторией однократной и повторной динамики
- заведующего лабораторией материалов
- начальника проектно-конструкторского строительного отдела
- заведующего лабораторией измерительной и вычислительной техники
- заведующего лабораторией сертификации
- заведующего проектно-конструкторским отделом технологической оснастки и оборудования
- главного специалиста лаборатории измерительной и вычислительной техники
- старшего научного сотрудника лаборатории сертификации — 2 чел.

Согласно положению о конкурсах, срок подачи документов — месяц со дня публикации объявления.

На работу в институт приглашаются:

В проектно-конструкторскую часть института — руководители конструкторских (проектных) отделов и секторов, ГИПы, ведущие конструкторы, конструкторы различных категорий, имеющие опыт работы в области проектирования оборудования и технологических линий для предприятий сборного железобетона и стройматериалов, приборов и средств автоматизации технологических процессов.

На опытное производство института — руководители и специалисты предприятий сборного железобетона и строительных материалов: технологи, механики, энергетики, начальники производств и заведующие заводскими лабораториями.

Специалисты по маркетингу и рекламе.



С предложениями обращаться по адресу:
111524, Москва, ул. Плеханова, 7.
Справки по телефону: 176-78-01, 176-20-74, 306-33-45

УДК 624.072.012.35.42

Н. Н. ПОПОВ, д-р техн. наук, проф., М. ЧАРЫЕВ, канд. техн. наук

Разрушение железобетонных балок со смешанным армированием при динамических нагрузках

В железобетонных конструкциях экономия стали достигается благодаря применению высокопрочной арматуры. Обладая высокой прочностью, она малодеформируема и, как показали проведенные в последние годы исследования [1], использование ее в конструкциях, рассчитываемых на действие динамических нагрузок, в которых допускаются большие пластические деформации, ограничено из-за возможного ее обрыва и обрушения конструкции.

Поэтому при указанных нагрузках целесообразно использование смешанного армирования. В преднапряженных конструкциях со смешанным армированием, кроме продольной напрягаемой арматуры имеются также стержни из мягкой ненапрягаемой арматуры. Смешанное армирование позволяет снизить расход стали и предохраняет конструкцию от внезапного хрупкого разрушения по арматуре.

МИСИ совместно с НИИЖБом исследовали свободно опертые и защемленные балочные конструкции со смешанным армированием. 24 опытных образца размером $2200 \times 180 \times 140$ мм разделили на восемь серий. Они отличались процентом армирования, количеством растянутой напрягаемой и ненапрягаемой арматур и ξ (0,1...0,4). Первые четыре серии испытали на статическую и кратковременную динамическую нагрузку как свободно опертые, остальные — как защемленные.

Преднапрягаемая арматура во всех образцах была из стержневой стали периодического профиля класса Ат-V, ненапрягаемая арматура — класса А-III (Ат-V). Основные характеристики образцов первых четырех серий приведены в таблице, а армирование на рис. 1.

Для испытания опытных балочных образцов статической и дина-

Шифр образца	h, см	h ₀ , см	R _b , МПа	A _{сп} , см ²	A _с , см ²	σ _{сп} , МПа
Б _н -I-1С	18,1	14,3	38,2	0,79	0,57	890
Б _н -I-2Д	18,0	14,3	41,8	0,79	0,57	890
Б _о -I-3Д	18,2	14,5	41,0	0,79	0,57	0
Б _н -II-1С	18,1	14,4	39,0	1,13	1,01	796
Б _н -II-2Д	18,2	14,4	42,5	1,13	1,01	796
Б _н -II-3Д	18,1	14,4	41,3	1,13	1,01	796
Б _н -III-1Д	18,2	14,4	39,2	1,57	1,13	890
Б _н -III-2С	18,1	14,3	36,1	1,57	1,13	890
Б _о -III-3С	18,2	14,5	36,5	1,57	1,13	0
Б _н -IV-1С	18,1	14,1	36,5	2,26	1,54	710
Б _н -IV-2Д	18,0	14,1	40,0	2,26	1,54	710
Б _н -IV-3Д	18,2	14,2	39,2	2,26	1,54	710

Примечание. b=14 см, A'_с=0,57 см²

мической нагрузкой использовали специальную установку [2], позволяющую изучить все стадии сопротивления исследуемого образца, включая снижение несущей способности, и получить зависимости $M - y$, $M - 1/r$ с начала загрузки до полного разрушения. При этом время разрушения образцов при динамических испытаниях составляло 0,06...0,15 с.

В результате обработки опытных

данных построили диаграммы сопротивления балок $M = f(y)$, $M = f(1/r)$, $M = f(\psi)$. На рис 2 приведены опытные диаграммы сопротивления свободно опертых балочных образцов при кратковременном динамическом нагружении.

В результате экспериментов установлено, что характер разрушения при статических и динамических нагружениях зависит от общего процента армирования, соотноше-

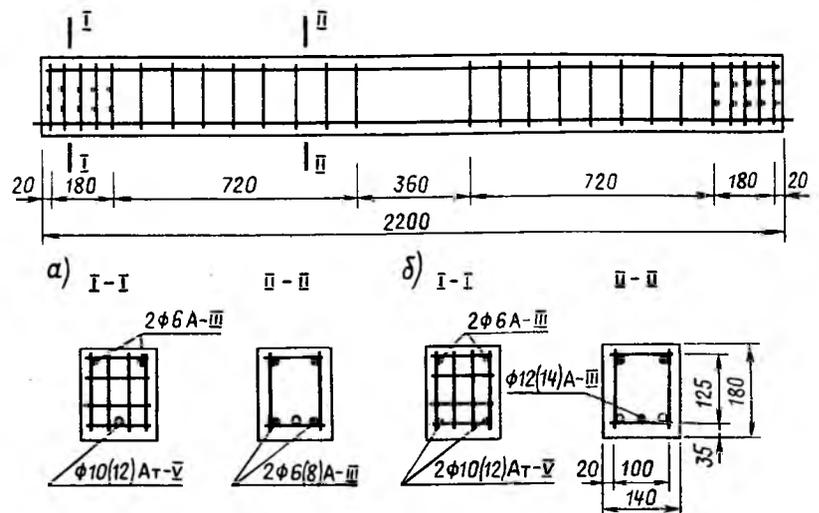


Рис. 1. Схема армирования свободно опертых опытных образцов
а — серия I (II); б — серия III (IV)

ния высокопрочной и малоуглеродистой арматуры в сечении и преднапряжения.

При малом проценте армирования ($0,1 < \xi < 0,2$) и значительных прогибах ($\geq 1/60$ пролета) отмечается разрыв малодеформируемой высокопрочной арматуры, но при этом не происходит обрушения частей балок, так как этому препятствует наличие малоуглеродистой стали А-III, обладающей повышенной деформативностью. У таких балок небольшое снижение несущей способности (10...15 %) отмечалось после начала разрушения бетона сжатой зоны.

Уменьшение несущей способности балок с $\xi > 0,2$ происходило более резко и тем быстрее, чем выше процент армирования; разрушение наступало в результате раздробления бетона сжатой зоны. Несущая способность к концу испытаний снижалась в 5...6 раз, однако обрушения не отмечалось.

На основании выполненных исследований рекомендована расчетная диаграмма, позволяющая рассчитывать конструкции на любой стадии их работы, включая снижение несущей способности.

Предельное состояние в

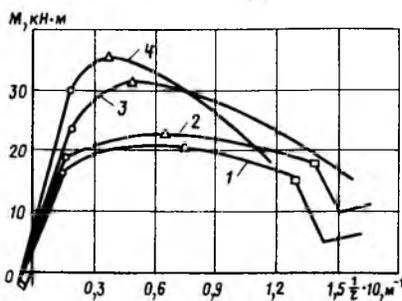


Рис. 2. Зависимость «изгибающий момент — кривизна» в образцах с различными коэффициентами армирования

1 — $\mu = 0,67\%$ ($\xi = 0,14$); 2 — $\mu = 1,06\%$ ($\xi = 0,18$); 3 — $\mu = 1,34\%$ ($\xi = 0,28$); 4 — $\mu = 1,93\%$ ($\xi = 0,35$); ○ — начало текучести растянутой мягкой арматуры; △ — начало разрушения бетона сжатой зоны; □ — обрыв высокопрочной арматуры

I [2] предложено нормировать по остаточному изгибающему моменту в зависимости от ξ и $M_{u,d}$

$$M = \xi^{-0,016} M_{u,d} e^{2,18\xi}, \quad (1)$$

где $M_{u,d}$ — изгибающий момент в начале разрушения бетона сжатой зоны; e — основание натурального логарифма.

Если по каким-то соображениям нельзя допустить обрыв арматуры, то

$$M = \xi^{-0,127} M_{u,d} e^{2,33\xi}. \quad (2)$$

Проведенные эксперименты показали целесообразность применения

смешанного армирования в железобетонных конструкциях при динамических нагрузках малой продолжительности.

Выводы

При использовании смешанного армирования необходимо, чтобы конструкция после обрыва высокопрочной арматуры обладала несущей способностью, достаточной для восприятия усилий от постоянных нагрузок. Это может быть достигнуто увеличением количества мягкой арматуры до 50 % и проектированием статически неопределимых конструкций.

Наиболее эффективно применять смешанное армирование в случае, когда время действия динамической нагрузки не превышает времени до полного разрушения конструкции.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Попов Н. Н., Плотников А. И., Гончаров А. А. К вопросу об использовании высокопрочных арматурных сталей в сооружениях, рассчитываемых на интенсивные динамические воздействия. — М.: ВНИИЖелезобетон, 1989. — С. 69—78.
2. Попов Н. Н., Плотников А. И., Белобров И. К. Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 19—20.

УДК 69.025:666.982.24

Н. Г. ГОЛОВИН, канд. техн. наук, А. М. НАБАТНИКОВ, инж.

Совершенствование армирования многопустотных плит перекрытий

Железобетонные многопустотные плиты — наиболее распространенные конструкции сборных перекрытий. Совершенствование их армирования с целью повышения технологичности изготовления и снижения материалоемкости является актуальной задачей.

Сокращение числа напрягаемых стержней в поперечном сечении плиты снижает трудозатраты и повышает технологичность. Однако увеличение расстояния между напрягаемыми стержнями приводит к прогрессирующему раскрытию трещин на потолочной поверхности плит между стержнями продольной рабочей арматуры. Исследования [1, 2] показали, что при шаге продольных стержней 370 мм шири-

на раскрытия трещин на потолочной поверхности плит между продольными напрягаемыми стержнями a_{trc}^* в 1,5...2,5 раза превышает ширину раскрытия трещин a_{trc} под ними. При увеличении расстояния между стержнями до 555 мм $a_{trc}^*/a_{trc} = 3...4$. При разгрузке опытных плит от временной нагрузки трещины между стержнями не закрываются. Это нарушает эстетические и санитарные требования, особенно в перекрытиях жилых и общественных зданий. В связи с этим СНиП 2.03.01—84 ограничивает расстояние между стержнями продольной рабочей арматуры, что регламентирует и их минимальное число.

В настоящее время для некото-

рых типоразмеров многопустотных плит в типовых проектах предусмотрено армирование плиты напрягаемыми стержнями разных диаметров. Например, плита ПК 63.12-8, выпускаемая по типовому проекту (серия 1.141-1, вып. 63), армирована напрягаемой арматурой 3 $\varnothing 14$ Ат-V + 1 $\varnothing 12$ Ат-V. В производственных условиях по тем или иным соображениям (отсутствие стержней одного из диаметров или опасение, что вследствие недостаточной квалификации рабочих будут установлены стержни меньшего диаметра) плиты армируют стержнями одного, большего диаметра. Это приводит к существенному перерасходу арматуры. Так, в плите ПК 63.12-8 при

Сборное перекрытие, опертое по контуру и работающее с поперечным распором

Сборное железобетонное перекрытие, опертое по контуру, является в конструктивном отношении, системой сборных плит, объединенных в перекрытие с помощью шпоночного шва вдоль боковых продольных граней. Межпанельные швы, заполненные раствором или бетоном, обеспечивают совместность работы плит в конструкции перекрытия. В расчетном отношении швы между плитами можно рассматривать как цилиндрические шарниры, передающие поперечную силу от элемента к элементу. При этом каждая плита перекрытия испытывает изгиб с кручением [1, 2].

В исследованиях считали, что цилиндрические шарниры в таких системах не препятствуют повороту плит от кручения. Между тем раствор или бетон, заполняющий всю высоту шва, оказывает сопротивление повороту плит, создавая поперечный распор в перекрытии, если в углах ячейки перекрытия есть какие-либо связи или упоры, способные воспринять усилия поперечного распора N (рис. 1).

Расчетная схема и основная система для ячейки перекрытия, работающего с поперечным распором, учитывает двойную функцию шва между элементами перекрытия. В этом случае шов работает как распределенная по длине стыка горизонтальная и вертикальная связь.

Неизвестные усилия в швах определяют из условия совместности прогибов плит по линиям их стыка и соответствия разности перемещений верхних полок плит в плоскости перекрытия деформациям горизонтальных связей и элементов перекрытия под действием сил распора [3].

При одинаковой податливости элементов опорного контура ригели опорного контура, на которые опираются торцы плит, испытывают в системе сборного перекрытия, опертого по контуру, такое же давление, как и опоры аналогичного перекрытия, работающего по

балочной схеме. Это обстоятельство снижает эффективность применения перекрытий, опертых по контуру.

В каркасных зданиях уменьшение давления на ригели по торцам плит перекрытия происходит вследствие передачи на них поперечного распора, возникающего в процессе работы перекрытия, а также благодаря регулированию взаимной податливости торцевых и продольных, вдоль боковых граней крайних плит, участков опорного пункта.

Конструкция предложенного перекрытия, работающего с поперечным распором, состоит из плит-распорок между колоннами, рядовых многупустотных плит и плиты-вставки (рис. 2). Замена средней

плиты плитой-вставкой связана с тем, что в сборных железобетонных перекрытиях, опертых по контуру и вытянутых в плане, средние плиты в продольном направлении практически не работают. В то же время вследствие изгиба вставки в плоскости поперечного сечения и вызванного этим удлинения ее арматуры, ориентированной в направлении изгиба и расположенной на уровне действия распора, она усиливает действие распора. Усилие распора с перекрытия передается на ригель приваркой закладных деталей крайних плит перекрытия и ригеля.

Напряженно-деформированное состояние перекрытия изучали на модели, воспроизводящей наиболее

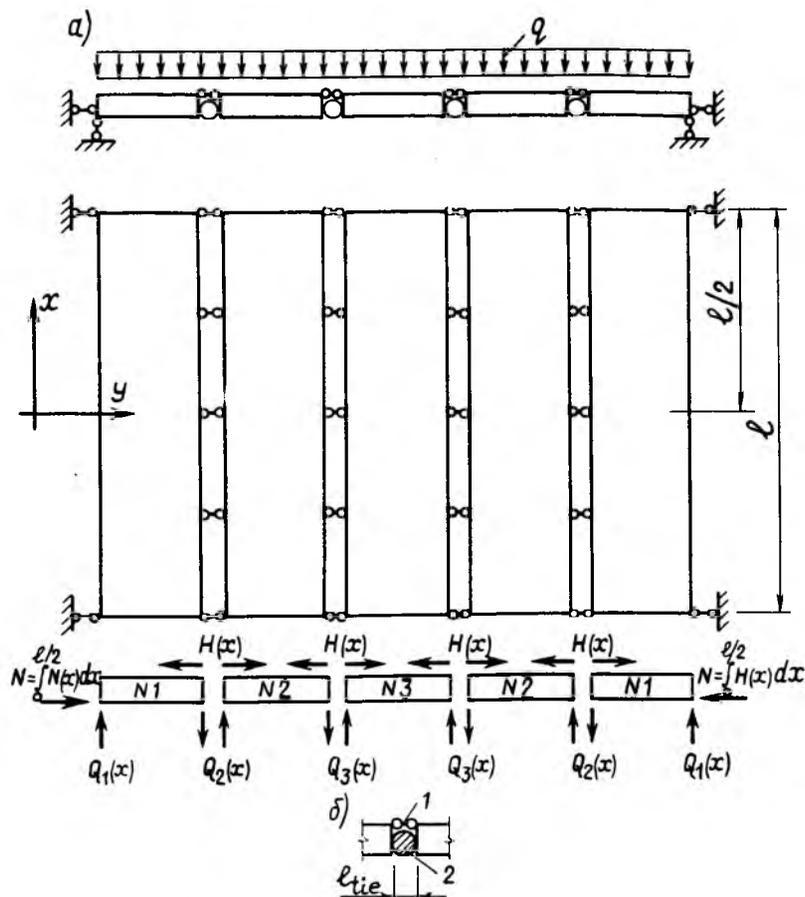


Рис. 1. Расчетная схема ячейки перекрытия, работающего с поперечным распором
 а — расчетная схема и основная система; б — расчетная схема связей между плитами;
 в — горизонтальная связь-распорка; 2 — цилиндрический шарнир

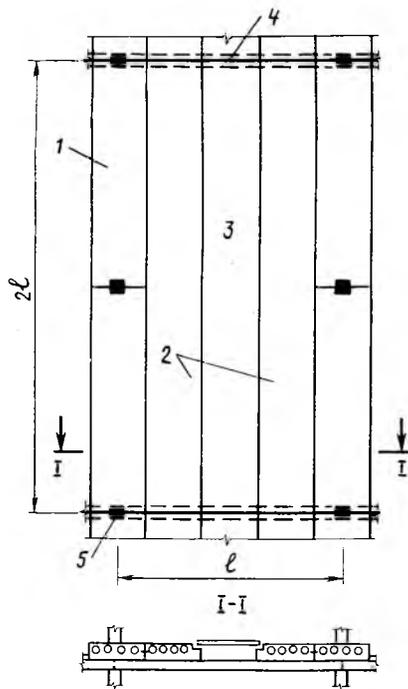


Рис. 2. Конструкция предлагаемого перекрытия

1 — плита-распорка; 2 — рядовые многослойные плиты; 3 — сплошная плита-вставка; 4 — ригели; 5 — колонны

существенные конструктивные признаки оригинала (см. рис. 2). Подчеркивая особенности граничных условий перекрытия, модель опиралась на промежуточные колонны опорного контура боковыми гранями крайних панелей.

Используя зависимости [3], введенные из расчетной схемы (см. рис. 1), применительно к расчетной схеме изучаемой конструкции, получили системы уравнений, учитывающие совместность деформаций смежных элементов перекрытия, и отличительные признаки граничных условий (рис. 3).

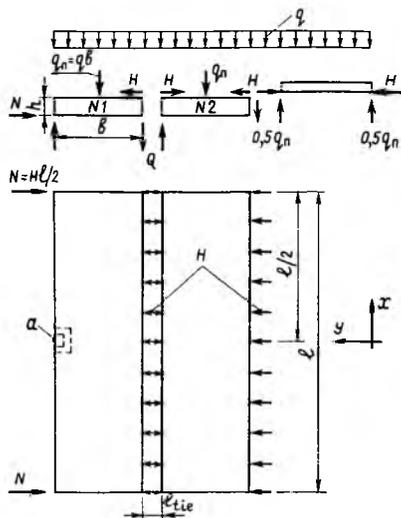


Рис. 3. Схема приложения нагрузок и усилий к фрагменту перекрытия, работающего с поперечным распором

При опирании перекрытия по торцам плит на жесткий ригель

$$\left. \begin{aligned} & \frac{5l^4}{384B_{N1}} \left[q_n + Q - V \frac{l}{1,6} - \right. \\ & \left. - 2,4k_1 \left(\frac{b}{l^2} \right)^2 \times \right. \\ & \left. \times \left(Q - H \frac{h}{b} + V \frac{2}{l} \right) \right] = f^a; \\ & \frac{5l^4}{384B_{N1}} \left[q_n + Q - V \frac{l}{1,6} + \right. \\ & \left. + 2,4k_1 \left(\frac{b}{l^2} \right)^2 \times \right. \\ & \left. \times \left(Q - H \frac{h}{b} + V \frac{2}{l} \right) \right] = \\ & = \frac{5l^4}{384B_{N1}} \left[1,5q_n - Q - 2,4k_2 \left(\frac{b}{2} \right)^2 \times \right. \\ & \left. \times (Q + 0,5q_n) \right]; \\ & \frac{h}{2} \left[\frac{bl^2}{16(B_T)_{N2}} \times \right. \\ & \left. \times \left(Q - H \frac{h}{b} + V \frac{2}{l} \right) - \right. \\ & \left. - \frac{bl^2}{(16B_T)_{N2}} (Q + 0,5q_n) \right] = \\ & = 2 \frac{H l_{tie} \Delta l}{A_{tie} E_{tie} v} + \frac{H \Delta l b}{A_{tie} E v} + \\ & + \frac{5Hl}{384B_{N1}}, \end{aligned} \right\} (1)$$

где Q, H — усилия, действующие по стыку плит, распределение которых принято с допустимым для практики равномерным приближением; V — сосредоточенная реакция на промежуточной опоре (точка a на рис. 3); f^a — деформации промежуточной опоры; $k_1 = B_{N1} / (B_T)_{N2}$; $k_2 = B_{N2} / (B_T)_{N2}$; $k_1 = k_2 \approx 0,8$ — для стадии упругой работы арматуры в трещинах; Δl — единица длины стыка плиты; l_{tie} — длина связи; E_{tie} — модуль деформации связи на длине Δl ; E — модуль деформации бетона плит.

При опирании перекрытия по торцам плит на гибкий ригель

$$\left[\frac{5l^4}{384B_{N1}} (q_n + Q) - \frac{Vl^3}{48B_{N1}} \right] + \Delta_1 - \left[\frac{bl^2}{16(B_T)_{N2}} \left(Q - H \frac{h}{b} + V \frac{2}{l} \right) + \alpha_1 \right] \frac{b}{2} = f^a;$$

$$\left[\frac{5l^4}{384B_{N1}} (q_n + Q) - \frac{Vl^3}{48B_{N1}} \right] + \Delta_1 + \left[\frac{bl^2}{16(B_T)_{N2}} \left(Q - H \frac{h}{b} + V \frac{2}{l} \right) + \alpha_1 \right] \frac{b}{2} = \left[\frac{5l^4}{384B_{N2}} \times \right. \\ \left. \times (1,5q_n - Q) \right] + \Delta_1 - \left[\frac{bl^2}{16(B_T)_{N2}} (Q + 0,5q_n) + \alpha_2 \right] \frac{b}{2};$$

$$\frac{h}{2} \left[\frac{bl^2}{16(B_T)_{N2}} \left(Q - H \frac{h}{b} + V \frac{2}{l} \right) + \alpha_1 \right] - \left[\frac{bl^2}{16(B_T)_{N2}} \times \right. \\ \left. \times (Q + 0,5q_n) + \alpha_1 \right] \frac{b}{2} = \\ = 2 \frac{H l_{tie} \Delta l}{A_{tie} E_{tie} v} + \frac{H \Delta l b}{A_{tie} E v} + \\ + \frac{5Hl}{384B_{N1}},$$

где α_n — углы поворота плит на опорах вследствие деформаций гибкого ригеля; Δl — средняя осадка плит на опорах, вызванная податливостью гибкого ригеля.

Решая последовательно системы уравнений (1), (2) относительно неизвестных Q, H, V , получили теоретические значения перерезывающей силы, распора и вертикальной реакции промежуточной опоры.

С целью проверки теоретических данных исследовали железобетонные модели — фрагмент сборного железобетонного перекрытия размером 2500×2500 мм в плане, состоящего из четырех многослойных плит ($h = 100$ мм) и плиты-вставки. Перекрытие опиралось по контуру на ригели, по торцам, и промежуточные колонны — вдоль перекрытия. Работа перекрытия с поперечным распором обеспечивалась благодаря заполнению межплитного шва раствором на всю высоту стыка и установкой упоров в углах перекрытия, ограничивающих его деформации в поперечном направлении. Кроме шпоночного соединения, в верхней полке (в уровне действия распора) плиты соединялись выпуском арматуры смежных плит в отдельных точках по длине стыка, с последующим замоноличиванием этих связей.

Фрагмент перекрытия испытывали по балочной схеме, опертым по контуру и опертым по контуру с поперечным распором. Фрагмент перекрытия нагружали равномерно распределенной нагрузкой этапами по 800 Н/м^2 , всего по пять этапов нагружения для каждой схемы работы перекрытия. После испытаний по указанным схемам перекрытие, опертое по контуру на податливом ригеле и работающее с поперечным распором, довели до разрушения. В ходе экспериментов измеряли прогибы перекрытия и ригеля, поперечный распор H и реакцию промежуточной опоры V .

Сравнение теоретических величин распора H^{th} и реакции промежуточной опоры V^{th} , полученных в результате решения систем (1) (2), с H_{exp} и V_{exp} (см. таблицу) показало, что перекрытие работало как пространственная система в полном соответствии с расчетной

Этапы нагружения	V_{exp} , кН	V^{th} , кН	Δ , %	N_{exp} , кН	N^{th} , кН	Δ , %
1	0,70/0,92	0,69/0,84	1,40/8,70	0,12/0,13	0,1/0,11	16,7/15,4
2	1,47/1,56	1,46/1,47	0,70/5,80	0,24/0,33	0,22/0,29	8,3/12,0
3	2,30/2,28	2,30/2,15	—/5,70	0,38/0,40	0,35/0,33	7,9/5,0
4	3,00/2,97	2,90/2,79	3,30/6,00	0,49/0,53	0,43/0,50	8,5/5,7
5	3,80/4,13	3,76/3,88	1,05/5,90	0,59/0,78	0,56/0,75	5,1/3,8

Перед чертой — перекрытие, опертое по контуру на жестком ригеле, под чертой — то же на податливом ригеле.

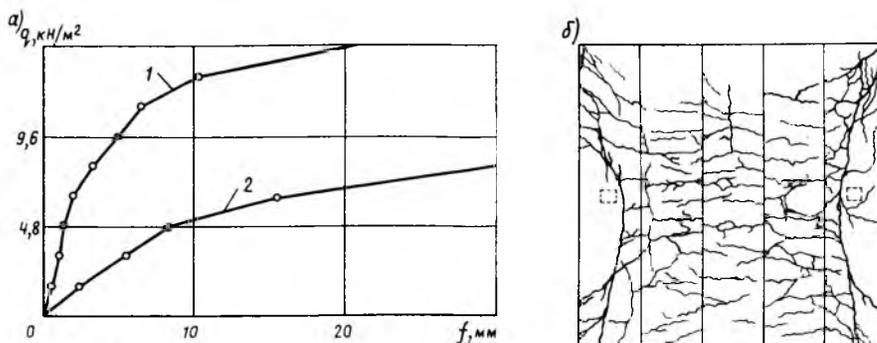


Рис. 4. Результаты испытаний фрагмента перекрытия
 а — деформации перекрытия; б — схема трещинообразования перекрытия; 1 — прогибы в центре перекрытия, работающего с поперечным распором; 2 — прогибы отдельной плиты

моделью. Конструкция перекрытия практически исключала, в отличие от традиционных решений, влияние усадочных трещин в межплитных швах на снижение поперечного распора. Эффективность пространственной работы фрагмента перекрытия оценивали сопоставле-

нием результатов испытания перекрытия и отдельной плиты, нагруженной по балочной схеме равномерно распределенной нагрузкой (рис. 4). Прогибы податливого ригеля существенно зависят от общих граничных условий работы перекрытия. Так, прогибы податливого ригеля перекрытия, работающего с поперечным распором и опертого по контуру (в том числе на жесткие промежуточные опоры вдоль пролета плиты), в 1,5 раза меньше, чем у податливого ригеля, на который опирается перекрытие, работающее по балочной схеме.

Выводы

Поперечный распор повышает эффективность работы перекрытия, опертого по контуру, по двум направлениям в плане.

Большая податливость торцевых участков опорного контура по сравнению с податливостью промежуточных опор увеличивает распор и эффективность работы перекрытия в поперечном направлении. Последнее обстоятельство отмечается и в перекрытиях, опертых по контуру, но работающих без поперечного распора.

Наличие поперечного распора позволяет заметно разгрузить торцевые ригели опорного контура.

Применение нового решения по сравнению с типовым по серии 1.020-1/83 снижает расход стали на 15, бетона на 18, трудоемкость на 7%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Айвазов Р. Л. Сборное панельное перекрытие, опертое по контуру. Теоретические исследования // Пространственная работа железобетонных конструкций. — Сб. № 90. — М.: МИСИ, 1970. — С. 77—87.
2. Айвазов Р. Л. Сборное панельное перекрытие, опертое по контуру. Экспериментальные исследования // Пространственная работа железобетонных конструкций. — Сб. № 90. — М.: МИСИ, 1970. — С. 88—97.
3. Айвазов Р. Л., Шилов Е. В., Лапчик И. В. Принципы расчета и конструктивного решения опертых по контуру сборных железобетонных перекрытий, работающих с поперечным распором // Инженерно-теоретические основы строительства. — Сер. 10. — Вып. 6. — М.: ВНИИИС, 1985. — С. 7—12.

Опыт и перспективы применения бетонов на напрягающем цементе

Научно-технический семинар под таким названием проводят в Москве в январе 1992 г. Московский Дом научно-технической пропаганды им. Ф. Э. Дзержинского и Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона Госстроя СССР.

Цель семинара — ознакомление широкого круга специалистов с результатами научных исследований, опытом и перспективами использования бетонов на напрягающем цементе в сборном и монолитном строительстве.

Заявки на участие в семинаре принимаются до 01.12.1991 г.
 Справки по телефонам: 921-46-23, 174-85-60.

Ю. М. БАЖЕНОВ, д-р техн. наук, проф., Г. В. АНОСОВА, Г. И. ЕВОРЕНКО, кандидаты техн. наук

Повышение эффективности бетона добавкой модифицированных лигносульфонатов

Введение химических добавок является одним из универсальных способов управления технологическими параметрами строительных материалов. В последние годы для улучшения физико-технических свойств бетона применяют химические добавки пластификаторы-водопонизители на основе модифицированных лигносульфонатов. К подобным добавкам относится СТ, получаемая по разработанной в МИСИ технологии, которая заключается в кратковременной тепловой обработке раствора ЛСТ с сульфатом натрия при избыточном давлении.

В отличие от ЛТМ добавка СТ содержит в два раза меньше сульфата натрия, а продолжительность тепловой обработки при ее изготовлении составляет не более 15 мин (для ЛТМ 4...8 ч)

Исследования физико-технических свойств бетонной смеси и бетона с добавкой СТ проводили согласно «Рекомендациям по оценке эффективности применения добавок в бетоне» (М.: НИИЖБ, 1984) совместно с НИИЖБом. Применяли следующие материалы:

портландцемент марки 400 Воскресенского ПО «Гигант» и опытного завода НИИЦемент. Химический и минералогический составы клинкеров приведены в табл. 1, физико-

механические свойства цементов — в табл. 2;

щебень из твердых горных пород Вяземского карьера фракций 5...10, 10...20 мм, насыпная плотность 1330 кг/м³, истинная плотность 2,56 г/см³, пустотность 42 %, водопоглощение 1,82 %, дробимость в насыщенном водой состоянии $D_p=12,15$, марка по прочности 1000, содержание примесей 2...3 %. Зерновой состав щебня соответствует требованиям ГОСТ 8267—82;

гранитный щебень фракций 5...10 и 10...20 мм с соотношением 40:60, насыпная плотность 1540 кг/м³, истинная плотность 2,67 г/см³, пустотность 42 %, водопоглощение 1,71 %, дробимость в насыщенном водой состоянии $D_p=8$, марка по прочности 1200, содержание примесей 2 %. Зерновой состав щебня соответствует требованиям ГОСТ 8267—82;

песок, удовлетворяющий требованиям ГОСТ 8736—85. Насыпная плотность 1506 кг/м³, истинная плотность 2,64 г/см³, модуль крупности 1,88, содержит 3 % примесей; водопроводную воду, отвечающую требованиям ГОСТ 23732—79.

Для изготовления добавки СТ применяли лигносульфонат технический Архангельского целлюлозно-бумажного комбината и сульфат

Таблица 3

Расход составляющих смеси, кг/м ³			
цемент	песок	щебень	вода
260	734	1118	184
350	666	1107	196
500	601	1067	221

натрия Щелковского витаминного завода, отвечающие требованиям, предъявляемым к сырью для добавки. Исследования проводили в лабораторных условиях и на заводе ЖБИ № 16.

Основным положительным эффектом добавки СТ является пластифицирующий.

Для определения оптимальной дозировки готовили бетонную смесь без добавки с $O. K.=2...4$ см. Затем приготавливали аналогичные бетонные смеси с различным содержанием СТ. Определяли осадку конуса, формовали образцы-кубы с ребром 10 см и находили предел прочности при сжатии в 28 сут нормального твердения. Состав исходной смеси представлен в табл. 3.

На основании проведенных исследований было установлено, что оптимальной дозировкой добавки СТ следует считать 0,15...0,6 % массы цемента в зависимости от его минералогического состава и расхода.

Введение добавки СТ в бетонную смесь позволяет увеличить подвижность бетонной смеси при постоянном В/Ц с 2...4 до 14...18 см, при этом прочность образцов в возрасте 28 сут не отличается от таковой для бетона без добавки; снизить расход воды в равноподвижных смесях на 12...19 % и повысить прочность образцов из равноподвижных смесей на 20...40 %.

Исследовали влияние тепло-влажностной обработки на прочность бетона с добавкой СТ. Наиболее благоприятным режимом является подъем температуры со скоростью 12...16 °С/ч; выдержка перед пропариванием 2 ч — для бетона на

Таблица 1

Клинкер	Химический состав, % по массе							Минералогический состав			
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	и. п. и.	C ₂ S	C ₃ S	C ₄ A	C ₄ AF
Воскресенский	20,15	5,87	5,22	63,3	4,06	0,29	0,45	56,0	16,0	7,0	16
Подольский	21,9	4,38	5,28	66,11	0,48	—	—	63,2	15,1	2,6	16

Таблица 2

Цемент	Нормальная густота, %	Сроки схватывания		Активность, МПа		Тонкость помола, % (остаток на сите 008)
		начало, ч-мин	конец, ч-мин	при сжатии	при изгибе	
Воскресенский	28	1—40	5—00	41,0	6,8	8,1
Подольский	24	3—10	6—30	40,9	6,9	3,1

среднеалюминатном цементе, 3 ч — на низкоалюминатном цементе; температура изотермического прогрева — 70 °С. Испытания бетона на водонепроницаемость проводили в КТБ Мосоргстройматериалы. Марка бетона по водонепроницаемости составила W4 (требуемая W2). Морозостойкость бетона с добавкой СТ определяли на лабораторном составе (НИИЖБ) и производственном (КТБ Мосоргстройматериалы) по ГОСТ 10060—87. Установлено, что бетон с добавкой 0,35 % от массы среднеалюминатного цемента после 100 циклов попеременного замораживания и оттаивания в солевом растворе по второй методике ГОСТ 10060—87 имел потери прочности менее 5 % и потери по массе менее 3 %. Следовательно, бетон выдержал требуемую для дорожного бетона марку по морозостойкости F100.

Коррозионную стойкость стали в бетоне с добавкой СТ изучали в НИИЖБе. Установлено, что исследуемые составы бетона обладают первоначальным защитным действием по отношению к арматуре, введение добавки в состав бетона

за период исследования (в течение года) не показало отрицательного влияния на сохранность арматуры в бетоне и привело к некоторому снижению диффузионной проницаемости бетона, что также способствует повышению защитных свойств бетона по отношению к арматуре.

Модуль упругости и коэффициент Пуассона определяли по ГОСТ 24452—80 для составов бетона с расходом цемента 340 кг/м³ и подвижностью 4,5...5,5 см. Введение добавки улучшает деформативные свойства бетона.

Образование высолов определяли по ГОСТ 24211—80. При использованных дозировках (0,35...1,2 %) высолы не образуются.

Таким образом, применение добавки СТ в оптимальной дозировке позволяет увеличить подвижность бетонной смеси с 2...4 до 16...18 см без снижения прочностных характеристик бетона, либо повысить прочность бетона из равноподвижных смесей при одинаковом расходе цемента не менее чем на 35...50 %, либо снизить расход цемента не менее чем на 10 % на

1 м³ бетона из равноподвижных смесей. СТ не вызывает коррозии арматуры и может быть использована для изготовления сборных железобетонных конструкций: блоков стен подвалов, плит временных дорог, ригелей, дорожных изделий из бетона классов В 7,5...В 30.

Введение добавки СТ уменьшает продолжительность виброуплотнения бетонной смеси в 1,5 раза при одинаковой интенсивности вибрации, что улучшает условия труда.

Для производства СТ применяют недефицитное серийное оборудование и дешевое сырье, в том числе отходы производства. Стоимость добавки составляет 42...45 р. за 1 т. Средний экономический эффект от применения добавки СТ в строительстве составляет около 2000 р. на 1 т добавки.

Промышленные испытания, проведенные на заводе ЖБИ № 16 при изготовлении опытной партии дорожных железобетонных плит, подтвердили эффективность добавки СТ как пластификатора второй группы и позволяют рекомендовать ее для широкого внедрения в производстве сборного железобетона.

УДК 666.973:539.3

Л. П. ОРИНТЛИХЕР, д-р техн. наук, проф., Г. Н. ПЕРВУШИН, канд. техн. наук

Влияние состава и структуры на трещиностойкость керамзитобетона

Для обеспечения стабильности основных эксплуатационных свойств наружных ограждающих конструкций необходимо, чтобы бетон в них обладал достаточной трещиностойкостью, во многом определяющей его долговечность. Однако до настоящего времени не изучены в достаточной степени факторы, влияющие на процесс образования и развития трещин в зависимости от особенностей структуры материала. В нормативных документах работоспособность бетона определяется прочностью на сжатие и растяжение, а также модулем упругости, которые лишь косвенно оценивают трещиностойкость. В то же время известно, что при варьировании структурных факторов даже в равнопрочных системах можно изме-

нить трещиностойкость бетона.

Общепринятые методы оценки трещиностойкости бетона позволяют получать в основном качественные характеристики. Этот процесс рассматривается преимущественно на растворяющей или цементной составляющих и сводится к определению трещиностойкости от усадки и ползучести. В силу условностей и принятых допущений, а также трудности определения внутренних напряжений традиционные методы определяют трещиностойкость реального бетона лишь приближенно. Кроме того, получение количественного выражения трещиностойкости затруднительно, хотя для оценки работоспособности бетонных конструкций это наиболее предпочтительно.

В последнее время значительно возрос интерес к изучению процессов разрушения бетона на основе принципов нелинейной механики разрушения. Энергетические и силовые параметры деформирования и разрушения, получаемые при использовании этой методики, комплексно отражают и их развитие вплоть до полного разрушения материала. Появляется возможность не только качественной, но и количественной оценки работоспособности бетона на различных стадиях его деформирования и разрушения.

Интересно проследить влияние на трещиностойкость и сопротивляемость развитию трещин состава и структуры бетона, поскольку известно, что эти факторы существенно влияют на основные свой-

№ состава	Класс бетона	Крупность керамзита, мм	W_m	W_e	W_l	G_i	G_F	G_{ce}	K_i	K_c
			Н·м			Н/м		МН/м		
1	B7,5	20	0,011	0,032	0,069	7,26	16,88	5,52	0,18	0,16
2	B10	20	0,017	0,033	0,125	8,16	25,89	5,39	0,24	0,20
3	B15	20	0,029	0,062	0,150	14,90	34,69	10,26	0,37	0,31
4	B15	10	0,027	0,064	0,192	15,20	42,70	10,87	0,38	0,32
5	B15	5	0,025	0,066	0,182	15,23	38,13	11,23	0,36	0,31
6	B15	20	0,010	0,061	0,107	11,62	27,70	10,30	0,35	0,33
7	B10	20	0,006	0,049	0,091	9,05	23,88	8,14	0,26	0,24
8	B10	20	0,011	0,058	0,123	11,13	29,26	9,17	0,29	0,26

Примечания: 1. В составе 6 использовали кварцевый песок, в остальных — керамзитовый. 2. В состав 7 вводили добавку 0,7 % С-3, в состав 8 — 0,05 % 136—41, остальные — без добавки

ства материала. В настоящей работе изучали влияние на трещиностойкость и сопротивляемость развитию трещин керамзитобетона таких факторов, как расход цемента, предельная крупность заполнителя, вид песка, наличие модифицирующих добавок.

Трещиностойкость исследовали при равновесных механических испытаниях керамзитобетона на трехточечный изгиб. При проведении равновесных механических испытаний можно получить реальные энергетические затраты на процесс разрушения бетона, с дифференциацией их на такие параметры, как микротрещинообразование W_m , упругое деформирование W_e , развитие магистральной трещины W_l , полные энергозатраты, характеризующие работу в докритической G_i и за критической G_F стадиях разрушения, а также силовые параметры K_i и K_c .

В исследованиях применяли портландцемент Воскресенского завода с удельной поверхностью 430 м²/кг и активностью при сжатии 45,1 МПа, а на растяжение при изгибе 7,1 МПа. В качестве крупного заполнителя для легкого бетона использовали керамзитовый гравий крупностью до 20 мм Лианозовского завода. Мелким заполнителем служил дробленый керамзитовый и кварцевый пески с $M_k=2,14$ Тучковского карьера. Для тяжелого бетона применяли гранитный щебень крупностью до 20 мм Житомирского карьера. В качестве добавок использовали суперпластификатор С-3 и гидрофобизирующую жидкость 136-41. Испытывали серии из 10 образцов-близнецов размером 100×100×400 мм, пропаренных по режиму 4+3+7+3 ч при температуре изотермической выдержки (85±3) °С.

Влияние на трещиностойкость различного расхода цемента рассматривали при дозировках 180, 220, 300 кг/м³, что соответствовало классам керамзитобетона В7,5,

В10, В15. Смеси были равноподвижными. Исследования показали, что энергозатраты на микротрещинообразование W_m увеличиваются примерно пропорционально расходу цемента (см. таблицу, составы 1...3). Очевидно, это связано с тем, что процесс образования и развития микротрещин происходит в большем объеме цементного камня и сопровождается увеличением энергозатрат. Энергозатраты на локальное деформирование W_l , характеризующие продвижение магистральной трещины, также увеличиваются, так как при повышении качества контактной зоны возрастает монолитность керамзитобетона. В легком бетоне наибольшее сопротивление развитию магистральной трещины оказывает контактная зона с пористым заполнителем, что и вызывает увеличение энергозатрат на локальное деформирование.

Несколько иной характер носят энергозатраты на упругое деформирование W_e и полные удельные упругие энергозатраты G_{ce} . При малых дозах цемента они почти не изменяются, а при 300 кг/м³ возрастают вдвое. Оптимальные параметры трещиностойкости керамзитобетона также достигаются при обеспечении монолитности контактной зоны с заполнителем.

Исследовали трещиностойкость равнопрочного керамзитобетона с крупностью заполнителя 5, 10, и 20 мм (см. таблицу, составы 3...5). Рассматриваемые бетоны имеют близкие по значениям энергозатраты, характеризующие работу материала в докритической стадии разрушения, т. е. до страгивания магистральной трещины. Это связано с тем, что процессы структурообразования протекают при почти одинаковых условиях. Однако на стадии разупрочнения материала при росте магистральной трещины энергозатраты на локальное деформирование W_l различны: с ростом предельной крупности от 5

до 10 мм они увеличиваются, а от 10 до 20 мм — уменьшаются. Снижение предельной крупности керамзита приводит к тому, что вершина развивающейся трещины чаще встречает на своем пути зерна заполнителя, гасящего энергию, накопленную в ее вершине из-за небольшого модуля упругости керамзита. Попав в зерно заполнителя, вершина трещины затупляется и для дальнейшего ее продвижения необходимо новое накопление энергии, что вызывает увеличение W_l при уменьшении крупности заполнителя с 20 до 10 мм. При изменении предельной крупности с 10 до 5 мм поверхность зерен керамзита также увеличивается. Это приводит к тому, что частично нарушается монолитность контактной зоны и снижаются энергозатраты на локальное деформирование. В за критической области работы наибольшее сопротивление продвижению трещины имеет керамзитобетон с крупностью заполнителя 10 мм, что может дать эффект в конструкционном керамзитобетоне.

Исследовали также трещиностойкость керамзитобетона на дробленом керамзитовом и кварцевом песках и тяжелого бетона на кварцевом песке. Составы были подобраны так, чтобы обеспечить равную прочность из равноподвижных смесей. Результаты эксперимента свидетельствуют о том, что у рассматриваемых образцов упругие характеристики близки по значениям и практически не зависят от вида мелкого заполнителя (см. таблицу, составы 3, 6). Однако энергозатраты на микротрещинообразование W_m керамзитобетона на пористом песке в 3 раза больше, чем у керамзитобетона на кварцевом песке и в 5 раз больше, чем у тяжелого. Последний имел следующие параметры разрушения: $W_m=0,005$ Н·м, $W_e=0,064$ Н·м, $W_l=0,0391$ Н·м, $G_i=11,38$ Н/м, $G_F=75,68$ Н/м, $G_{ce}=11,23$ Н/м. Формирование структуры у рассматриваемых бетонов протекает в разных условиях. Наилучшие условия у керамзитобетона на пористом песке, способном отвлекать излишнюю воду затворения и сформировать структуру без значительных микродефектов с плотной контактной зоной. У керамзитобетона на кварцевом песке при формировании структуры возможно образование микродефектов, особенно в контактной зоне. У тя-

желего бетона процессы структурообразования протекают в менее благоприятных условиях. Структура контактной зоны имеет много пор и пониженную среднюю плотность, что сказывается на изменении энергозатрат на микротрещинообразование.

Энергозатраты, характеризующие работы при продвижении магистральной трещины G_F , также изменяются по-разному. При использовании пористого песка они на 20 % больше, чем при использовании кварцевого, и на 64 % меньше, чем у тяжелого бетона. Продвижение магистральной трещины в бетоне осуществляется по наиболее ослабленным звеньям структуры. У керамзитобетона на кварцевом песке такими звеньями являются микротрещины в контактной зоне, которых намного больше, чем в бетоне на пористом песке. Увеличение энергозатрат на разрушение тяжелого бетона связано с тем, что продвигающаяся магистральная трещина постоянно встречает на своем пути ослабленную контактную зону и зерна плотного крупного заполнителя, который прочнее цементного камня. В связи с этим развивающейся трещине приходится постоянно менять направление, огибая зерна заполнителя, на что

затрачивается значительно больше энергии, чем для керамзитобетона, в котором трещина проходит непосредственно по зернам керамзита.

Эксперимент не только качественно, но и количественно показал различный характер разрушения сопоставляемых структур легкого и тяжелого бетонов. В докритической стадии разрушения большей трещиностойкостью обладает керамзитобетон на пористом песке, а в закритической тяжелый бетон имеет большее сопротивление росту магистральной трещины.

Введение в керамзитобетон суперпластификатора С-3 и гидрофобизирующей жидкости 136-41 (см. таблицу, составы 7,8) позволило добиться более плотной структуры цементного камня и контактной зоны керамзитобетона. Улучшение структуры способствовало повышению трещиностойкости. Удельные энергозатраты на инициирование разрушения G_i при введении С-3 увеличились на 10 %, а при введении жидкости 136—41 — на 27 %. В закритической области разрушения удельные эффективные энергозатраты G_F при введении жидкости 136—41 возросли на 15 %. Это связано с уплотнением

структуры, увеличением числа равномерно распределенных мелких пор, попадая в которые, вершина развивающейся трещины постоянно затунелется и для дальнейшего продвижения требует дополнительного количества энергии. При введении С-3 удельные эффективные энергозатраты уменьшились на 11 % по сравнению с керамзитобетоном без добавок из-за более хрупкого характера разрушения.

Эксперимент показал, что использованные добавки позволяют снизить расход цемента при обеспечении равной прочности. При этом улучшаются упругие свойства, работоспособности в до- и закритической областях разрушения. Однако добавка С-3 ухудшает сопротивляемость продвижению магистральной трещины.

Выявленные особенности характера разрушения керамзитобетона на различных стадиях деформирования и разрушения в зависимости от состава и структуры позволяют прогнозировать трещиностойкость материала, а также в достаточно широких пределах количественно регулировать эксплуатационные свойства керамзитобетона в различных по назначению конструкциях.

УДК 691.972

И. П. КАЛЕЕВ, инж., Л. А. АЛИМОВ, В. В. ВОРОНИН, доктора техн. наук
профессора

Перспективы повышения эффективности малоцебеночных бетонов

Строительная индустрия испытывает острую нехватку крупных заполнителей для тяжелых бетонов, что вызвано отсутствием или истощением во многих районах страны месторождений природных заполнителей. Восполнить дефицит крупного заполнителя можно путем широкого регулирования состава и строения бетонов, а также использования бетонов с повышенным содержанием песка в смеси заполнителей, так называемых малоцебеночных бетонов.

Широкому распространению таких бетонов препятствует отсутствие теоретических положений об

их составе и свойствах и необоснованность понятия «малоцебеночные бетоны», связанные с отсутствием количественных параметров, его характеризующих. В настоящее время в специальной литературе принято, что любой бетон с пониженным содержанием крупного заполнителя является малоцебеночным [1]. Кроме того, разработанные рекомендации, основанные на эмпирическом методе назначения состава малоцебеночного бетона, не позволяют квалифицированно прогнозировать свойства бетонной смеси и бетона, поэтому на практике приходится

подбирать состав бетона путем приготовления большого числа пробных замесов.

При уменьшении содержания крупного заполнителя в обычном бетоне повышается водопотребность смеси, так как возрастает суммарная удельная поверхность заполнителя, увеличивается воздухоовлечение в бетонную смесь и несколько уменьшается прочность бетона. В связи с этим для получения малоцебеночных бетонных смесей и бетонов заданных свойств необходимо повысить расход цемента. Отсутствие количественных зависимостей основных свойств от главных факто-

ров не позволяет управлять качеством малоцементного бетона в процессе производства изделий.

Основные представления о связи состава, строения и свойств такого бетона сформулированы с помощью системного подхода, связанного с установлением его количественных характеристик.

Для решения оптимизационных технологических задач для малоцементного бетона используют системный подход на основе его структурно-технологических характеристик: объемной концентрации цементного теста в бетонной смеси C , истинного В/Ц W , водопотребности заполнителей, которые с учетом степени гидратации цемента отражают макро- и микроструктуру бетона и позволяют установить зависимости типа «состав — технология — структура — свойства».

Процесс формирования структуры такого бетона связан с распределением воды в нем на ранней стадии твердения. Увеличение мелкого заполнителя в бетонной смеси будет изменять строение «структурных ячеек», которые образуются при разделении цементного теста зернами заполнителей на микрообъемы. Цементное тесто, находящееся в структурных ячейках и в тонких слоях между зернами заполнителей, ведет себя по-иному, чем в массе. После приготовления смеси и ее укладки происходит внутреннее водоотделение в структурных ячейках в результате седиментации и тем выше, чем больше суммарная поверхность заполнителя.

С повышением доли песка в смеси заполнителей увеличивается суммарная поверхность, что приводит к уменьшению толщины прослойки цементного теста и пластичности бетонной смеси при постоянном В/Ц затворения. Следовательно, для сохранения требуемой удобоукладываемости необходимо увеличить расход воды, а для сохранения заданной прочности — расход цемента, т. е. для обеспечения заданных подвижности и прочности требуется сохранить объемную концентрацию и истинное В/Ц цементного теста. При одинаковых значениях C и W с увеличением доли песка в смеси заполнителей удобоукладываемость улучшается (рис. 1).

При максимальной насыщенности бетонной смеси заполнителем цементное тесто находится в наиболее тонких слоях между зернами

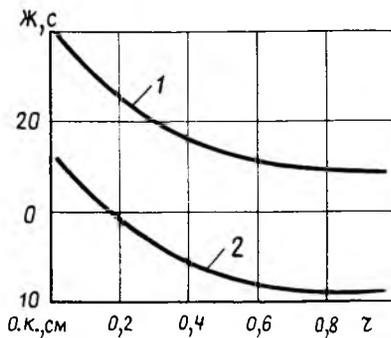


Рис. 1. Зависимость жесткости и подвижности бетонной смеси от доли песка в смеси заполнителей

1 — $W=0,2$; 2 — $W=0,3$

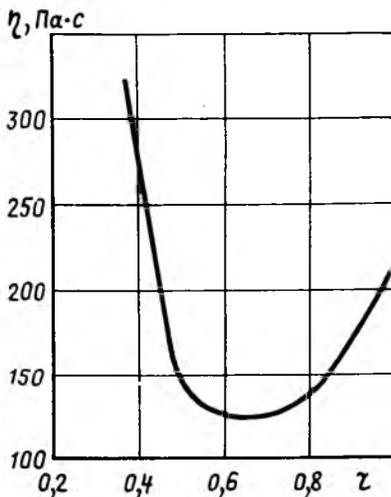


Рис. 2. Зависимость структурной вязкости бетонной смеси от доли песка в смеси заполнителей

Расход составляющих, кг/м³				Доля песка в смеси заполнителей r	Структурная вязкость η Па·с	Объемная концентрация теста, C
цемент	песка	щебня	воды			
284	714	1124	199	0,39	324	0,20
305	803	984	213	0,45	144	0,21
319	876	876	223	0,50	92	0,22
335	1029	686	235	0,60	80	0,25
362	1153	494	254	0,70	76	0,27
390	1262	316	274	0,80	84	0,28
440	1446	—	308	1,00	210	0,32

Примечание. Истинное В/Ц $W=0,4$

заполнителя. В данном случае под их влиянием иммобилизуется наибольшее количество воды за счет адсорбции поверхностью зерен заполнителя и седиментации. Этим объясняется повышенное предельное напряжение сдвига и, как следствие, низкая подвижность смесей. Вибрационное воздействие на смеси вызовет разрушение структурных ячеек и перераспределение в них воды, что приведет к резкому снижению структурной вязкости.

На основании вышеизложенного можно определить рациональную область существования малоцементного бетона с помощью структурно-технологических характеристик при изменении содержания мелкого заполнителя в смеси и анализе реологических зависимостей от главных факторов.

Был поставлен эксперимент, позволяющий проследить поведение равноподвижных смесей при различном содержании песка в смеси заполнителей. Качество цементного теста оставалось постоянным при поддержании неизменного В/Ц, равного 0,7. Осадка конуса бетонных смесей составляла около 7 см, прочность затвердевшего бетона 18...21 МПа. Структурную вязкость определяли на приборе, обеспечивающем силовое воздействие на смесь и характер ее движения, близкие к существующим условиям укладки бетонной смеси в конструкции. Причем измерения производили в процессе стационарного вибрационного воздействия на смесь при установившемся потоке ее истечения через калиброванное отверстие [2]. Результаты измерений представлены в таблице.

На рис. 2 показана зависимость структурной вязкости бетонной смеси от доли песка в смеси заполнителей, которую можно разделить на три характерных зоны: I — 0,39...0,5; II — 0,5...0,7; III — более 0,7. В первой зоне на снижение структурной вязкости влияет, главным образом, раздвижка зерен крупной составляющей, что резко снижает эффект «стесненного потока». В третьей зоне наблюдается увеличение структурной вязкости благодаря опережающему возрастанию суммарной поверхности зерен заполнителя, и, как следствие, уменьшению толщины обмазки заполнителя цементным тестом. Вторая зона характеризуется тем, что крупный заполнитель оказывает незначительное влияние на стеснение потока, а возрастание суммарной поверхности еще не отражается на структурной вязкости бетонной смеси. Следовательно, такой подход позволил впервые определить рациональную область существования малоцементного бетона, характеризующегося пониженной структурной вязкостью.

На основе вероятностно-статистической обработки результатов исследования реологических свойств бетонных смесей была установлена

связь между формуемостью, оцениваемой временем истечения бетонной смеси через калиброванное отверстие в приборе, и осадкой конуса или жесткостью смеси (рис. 3). Эта зависимость показала, что обычные бетонные и малощебеночные смеси имеют при одинаковой удобоукладываемости различную формуемость.

Свойства малощебеночных смесей изучали методом математического планирования эксперимента. В качестве факторов варьирования были приняты $C/V=1,2...2$, расход цемента $C=240...480 \text{ кг/м}^3$ и доля песка в смеси заполнителей $r=0,5...0,7$. Выходными параметрами были осадка конуса и жесткость бетонных смесей, прочность на сжатие.

Уравнение осадки конуса
 $O. К. = 0,516 + 0,263 C + 14,787 C/V - 113,936 r - 1,846 \cdot 10^{-4} \cdot C^2 - 15,81 C/V^2 - 48,711 r^2 - 0,0043 C \cdot C/V + 0,2686 C r + 3,608 C/V r$.

Уравнение жесткости
 $Ж = 84,632 - 0,226 C - 35,426 C/V - 134,257 r - 8,306 \cdot 10^{-4} C^2 + 4,084 C/V^2 + 62,379 r^2 + 0,209 C \cdot C/V + 0,349 C r + 17,154 C/V r$.

Уравнение прочности
 $R = 104,4 + 0,088 C - 27,165 C/V - 340,66 r - 4,186 \cdot 10^{-4} C^2 + 19,843 C/V^2 + 294,456 r^2 - 0,0315 C \cdot C/V - 0,0425 C r + 3,355 C/V r$.

УДК 691.972.124

Ю. Д. ЧИСТОВ, канд. техн. наук

Особенности технологии и свойства бетонов на мелких песках без крупного заполнителя

Отсутствие и высокая стоимость кондиционного крупного заполнителя в отдельных регионах страны предопределяют необходимость изготовления строительных изделий из песчаного бетона.

Однако Средняя Азия, Казахстан, Нижнее и Среднее Поволжье, Ростовская обл., Западная и Восточная Сибирь не располагают полностью или в достаточном количестве запасами даже стандартных песков.

Необходимость ввоза в эти районы крупного песка для производства бетона за сотни, а иногда

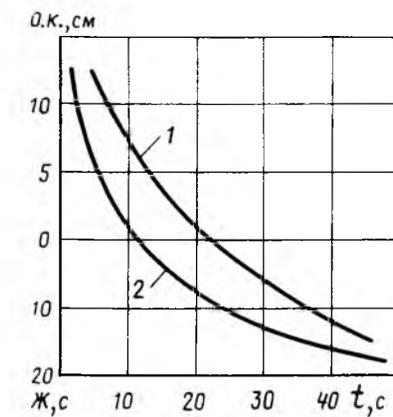


Рис. 3. Связь между формуемостью t и подвижностью или жесткостью для обычной (1) и малощебеночной (2) смеси

Эти многофакторные модели использовали при оптимизации состава малощебеночного бетона при опытно-промышленном изготовлении ригелей. Техничко-экономический расчет показал эффективность использования такого материала в сборном железобетоне, обусловленную учетом реологических особенностей бетонных смесей и снижения их стоимости при умеренном расходе цемента на $0,64 \text{ р/м}^3$.

Выводы

На основании проведенных исследований сформулированы теоретические положения о связи состава со свойствами бетонных смесей,

процессом формирования структуры и свойствами малощебеночного бетона, основанные на учете распределения воды на ранней стадии структурообразования. Установлено, что малощебеночная бетонная смесь обладает лучшей формуемостью по сравнению с обычным бетоном той же подвижности.

Дальнейшее повышение эффективности использования малощебеночного бетона связано с введением сильных разжижителей в сочетании с тонкомолотыми наполнителями, в том числе на основе техногенных отходов. Это позволит создать такую структуру бетонной смеси, которая будет обладать ярко выраженными тиксотропными свойствами, т. е. обычные бетонные и малощебеночные смеси одинаковой подвижности будут отличаться виброформуемостью. Таким образом, малощебеночные смеси, обладающие меньшей подвижностью и, следовательно, меньшим расходом воды, обеспечат улучшение структуры бетона, в частности, его порового пространства, повышение его прочности, трещино- и морозостойкости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баженов Ю. М. Технология бетона. — М.: Высшая школа, 1987. — 242 с.
2. Универсальный прибор для контроля удобоукладываемости бетонных смесей в заводских условиях / Л. А. Алимов, В. В. Воронин, В. М. Уруев, Г. И. Уралов // Техн. информ. ВНИИЭСМ. — М., 1972. — Вып. 11. — С. 8—9.

тысячи и более километров превращает обычный песок в дорогостоящий дефицитный материал. При этом затрачиваются огромные людские, материальные и транспортные ресурсы, что влечет за собой удорожание изделий. Возможность широкого использования в производстве бетонов дешевых местных некондиционных песков приобретает важное народнохозяйственное значение.

Для увеличения объема и ускорения темпов жилищного, культурно-бытового и хозяйственного строительства на селе необходимо

создать материально-техническую базу. Ориентация при этом должна быть на выпуск и применение дешевых и технологически прогрессивных крупноразмерных и мелкоштучных изделий на основе местного сырья. Таким материалом для вышеуказанных районов являются мелкие пески, запасы которых практически неисчерпаемы.

Однако в сельских районах не решен вопрос дефицита рабочих рук и высококвалифицированных кадров. Строительство заводов бетонных изделий по автоклавной технологии в этих условиях связано

Добавка	Расход, добавки, % массы вяжущего	В В	Предел прочности на сжатие, МПа, после			
			ТВО	28 сут	1 г	2 г
—	—	0,78/0,75	13,0/14,2	17,0/18,0	19,4/23,7	23,4/25,6
СДБ	1,0	0,70/0,70	15,0/15,0	20,5/22,0	27,0/28,8	30,0/30,6
С-3	0,50	0,68/0,66	16,5/18,0	21,2/23,3	29,0/31,0	31,5/34,6
10—03	0,35	0,68/0,67	16,0/17,6	18,0/23,1	28,0/31,0	30,5/34,0
Ариен	3,1	0,70/0,68	17,0/18,3	22,1/23,7	31,0/32,3	34,4/36,5

Примечания: 1. Состав бетона в частях по массе: цемент — 0,85; негашеная известь — 0,15; барханный молотый песок — 1; барханный немолотый песок — 2,5. 2. Перед чертой — Захметский песок $S_{уд}=360 \text{ см}^2/\text{г}$; после черты — Нукуский песок $S_{уд}=250 \text{ см}^2/\text{г}$

Таблица 2

Добавка	Расход добавки, %	В В	Полная усадка, мм/м	Марка по водонепроницаемости, W	Морозостойкость, циклы
—	—	0,78	3,40	2	200
С-3	0,50	0,69	3,20	—	—
10—03	0,35	0,69	2,30	—	—
40—03	0,30	0,70	2,40	—	—
Ариен	3,10	0,70	1,43	8	400

Примечание. Песчаный бетон на песке Захметского месторождения $S_{уд}=360 \text{ см}^2/\text{г}$

песков по отношению к гидроксиду кальция при твердении цементных бетонов в условиях до 100°C и применение двухступенчатой термообработки, совмещающей в едином технологическом цикле пропаривание и сушку бетонных изделий и обеспечивающей получение необходимой прочности, повышение трещиностойкости, стойкости в условиях попеременного увлажнения и высушивания в условиях сухого жаркого климата.

Химическая активность барханных песков по отношению к гидроксиду кальция послужила теоретическим обоснованием целесообразности замены части портландцемента молотой негашеной известью или полной замены обычного портландцемента известковым [5]. Расход цемента в бетонах неавтоклавного твердения не превышает допустимых норм, рекомендованных СНиП 5.01.23—83.

С помощью разработанной полиномической математической модели песчаного и ячеистого бетонов были выбраны их оптимальные составы, определены оптимальные соотношения между молотой и немолотой частью песка, установлены математические зависимости между свойствами бетона и компонентами смеси и особенностями минерального и гранулометрического состава песков.

Исходя из особенностей структуры песчаного бетона, изучено влияние различных химических добавок на его прочностные и деформативные характеристики и реко-

мендованы к применению наиболее эффективные. Заслуживает внимания многофункциональная химическая добавка ариен, позволяющая на разных стадиях твердения бетона с определенной интенсивностью воздействовать на его структуру. В начальный период твердения она способствует пластификации бетонной смеси, затем на стадии тепловой обработки модифицирует структуру, повышая водонепроницаемость, морозостойкость, коррозионную стойкость бетона (табл. 1, 2) [6].

С учетом химической активности песков исследовали влияние отдельных фракций полиминеральных песков на щелочность бетона и коррозию арматуры, что позволило установить взаимосвязь между гранулометрическим составом барханного песка и коррозионной стойкостью стальной арматуры. Исследования показали, что мелкие фракции барханного песка интенсифицируют процесс коррозии арматуры. В связи с этим разработана химическая добавка антикоррозионного действия, обеспечивающая надежную сохранность стальной арматуры в бетонах не только для жилищного, но и для гидромелиоративного строительства [7].

Одним из существенных моментов для песчаных бетонов являются сцепление и анкеровка стальной арматуры. Последние в бесщебеночном бетоне на пылевидном песке соответствуют требованиям СНиП 2.03.01—84.

Исследования свойств неавтоклавного песчаного и газобетона на пылевидных песках в зависимости от вида (качества) песка, режимов приготовления бетонной смеси и термовлажностной обработки позволили рекомендовать простую технологию и реализовать ее в производственных условиях. Разработаны проекты заводов неавтоклавных бетонов на основе барханного песка мощностью 10 и 50 тыс. м^3 изделий в год. Применение крупноразмерных стеновых блоков из неавтоклавного газобетона размером $1,5...2,6 \times 1,2 \times 0,3 \text{ м}$ при индустриальном возведении сельских поселков повысило производительность труда при монтаже зданий примерно в 3 раза.

К настоящему времени в Туркменистане построено более 4 тыс. сельских домов с наружными стенами из неавтоклавного газобетона. Имеется опыт изготовления цоколь-

с большими трудностями, поэтому целесообразно использовать более простую технологию.

Этим требованиям удовлетворяет разработанная в МИСИ и апробированная в заводских условиях технология газобетона и песчаного бетона неавтоклавного твердения [1, 2].

Как показывает почти двадцатилетний опыт, на мелких и, в частности барханных песках, можно успешно изготавливать изделия ячеистой и плотной структуры неавтоклавного твердения с меньшими капиталовложениями и затратами на обслуживание, чем по автоклавной технологии.

Полученные изделия успешно применяют для строительства сельских одноэтажных домов, школ, магазинов, детских садов, производственных зданий сельскохозяйственного назначения. Имеется опыт строительства двухэтажных зданий с наружными стенами из неавтоклавного газобетона. Наружные стены из крупных блоков и стеновых камней из неавтоклавного газобетона по теплофизическим свойствам не уступают стенам из кирпича и керамзитобетона.

Средняя плотность в сухом состоянии, $\text{кг}/\text{м}^3$	1000...1200
Предел прочности на сжатие, МПа	3,5...7,5
Термическое сопротивление, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	0,65
Расход цемента, $\text{кг}/\text{м}^3$	250...350
Расход песка, $\text{кг}/\text{м}^3$	800...850

Отличительной особенностью предлагаемой технологии неавтоклавного газобетона является получение изделий с нормативной влажностью и теплопроводностью и снижение общих затрат электроэнергии на изготовление газобетонных изделий в результате использования в качестве вяжущих не только обычного портландцемента, но и малоклинкерного и бесклинкерного цементов [3, 4].

В основу технологии положены два принципиальных положения: использование химической активности полиминеральных (барханных

ных блоков для этих домов, плит облицовки каналов оросительных систем и арыков из бетона на барханном песке без крупного заполнителя.

Накопленный опыт приготовления песчаного и газобетона позволяет рекомендовать их для более широкой реализации в строительстве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чистов Ю. Д., Борисюк Е. А. Плотные бетоны из барханного пес-

- ка // Бетон и железобетон.— 1984.— № 12.— С. 36—37.
2. Применение неавтоклавного газобетона из барханного песка / А. Ч. Чарьев, Ю. Д. Чистов, А. В. Волженский, О. И. Ларгина // Бетон и железобетон.— 1988.— № 7.— С. 25—26.
3. Технология и свойства изделий из неавтоклавного газобетона с нормативными влажностью и теплопроводностью / А. В. Волженский, Ю. Д. Чистов, Т. А. Карпова, А. А. Исхакова // Строительные материалы.— 1990.— № 11.— С. 7—8.
4. Некоторые пути применения топливных зол и шлаков ТЭС в строительстве / А. В. Волженский, Ю. Д. Чистов,

- Т. А. Карпова и др. // Энергетическое строительство.— 1990.— № 3.— С. 32—33.
5. Эффективность применения в бетоне известкового портландцемента / А. В. Волженский, Ю. Д. Чистов, Т. А. Карпова и др. // Бетон и железобетон.— 1988.— № 5.— С. 28—29.
6. А. с. 1129190 СССР МКИ С 04 В 15/00. Бетонная смесь / Ю. Д. Чистов, А. В. Волженский, М. Я. Яковлева и др. (СССР) // Открытия. Изобретения.— 1984.— № 46.
7. А. с. 1636375 СССР, МКИ С 04 В 22/08, 24/12. Бетонная смесь / Ю. Д. Чистов, Е. И. Туликкин, Б. И. Саидмуратов, Т. А. Карпова, (СССР) // Открытия. Изобретения.— 1991.— № 11.

УДК 691.54.001.1

В. Ф. КОРОВЯКОВ, канд. техн. наук, А. В. ФЕРРОНСКАЯ, д-р техн. наук, проф., Л. Д. ЧУМАКОВ, С. В. ИВАНОВ, кандидаты техн. наук

Быстротвердеющие композиционные гипсовые вяжущие, бетоны и изделия

Одним из направлений экономного расходования цемента является замена части промышленных изделий, изготавливаемых в основном из бетонов на портландцементе, аналогичными по назначению изделиями с применением бетонов на других, более эффективных, вяжущих. Такой замене, по нашему мнению, подлежат изделия из бетона низких классов ($\leq B15$) и, в первую очередь, те, которые требуются в строительстве, особенно малоэтажном, в больших объемах (изделия для внутренних и наружных стеновых конструкций, сантехкабины, вентблоки и т. п.).

Использование для этих целей бетонов на портландцементе приводит к неоправданному разрыву между активностью цемента (~ 40 МПа) и средним классом получаемого из него бетона ($\sim B15$). Отметим, что в других странах выпускается достаточное количество низкомарочных цементов. К сожалению, отечественные заводы таких цементов практически не производят.

В связи с этим расширение производства эффективных вяжущих, в том числе низкомарочных, позволяющих снизить материальные и топливно-энергетические ресурсы, является одним из направлений технического прогресса в строительстве.

Превалирующей тенденцией в выпуске таких вяжущих прослеживается стремление к дальнейшему

увеличению доли малоэнергоёмких многокомпонентных тонкомолотых вяжущих. Исследования в этом направлении показали, что цементы марок 200...300 можно получать при использовании в вяжущем только 30...35 % клинкера, а остальное количество в виде местных добавок и гипса [1]. Кроме того, даже с учетом повышения затрат электроэнергии на помол значительно сокращаются приведенные энергозатраты на вяжущие и бетон как конечную продукцию.

К их числу можно отнести и быстротвердеющие композиционные гипсовые вяжущие, разрабатываемые по программе «Стройпрогресс-2000» согласно проекту «Создать и освоить новые композиционные материалы на основе гипса, тонкодисперсных и модифицирующих компонентов и высокоавтоматизированные линии по их производству».

Целью исследований по данному проекту является: создание быстротвердеющих композиционных гипсовых вяжущих с содержанием клинкера не более 15 %, обеспечивающих увеличение прочности в 1,3...1,5 раза, повышение водостойкости по сравнению с преобладающим в составе вяжущего исходным гипсовым вяжущим; разработка на их основе долговечных бетонов и изделий, не требующих тепловой обработки и обеспечивающих по сравнению с производством изделий на портландцементе снижение энергоза-

трат в 2...3 раза, себестоимости на 30...50 %, металлоемкости в 1,5...2 раза, повышение производительности труда в 2,5...3 раза; создание автоматизированных опытно-промышленных линий по производству композиционного гипсового вяжущего и изделий на его основе.

Исходя из задач проекта и используя основы физико-химической механики, разработана научная концепция создания композиционного гипсового вяжущего, базирующаяся на следующих положениях: соотношение между компонентами должно обеспечивать заданные свойства и долговечность; компоненты должны иметь определенную тонкость помола (удельную поверхность), при которой обеспечивается оптимальная водопотребность, плотность и требуемые физико-механические свойства; улучшение и регулирование свойств вяжущего достигается введением химических добавок.

Согласно этой концепции композиционное гипсовое вяжущее должно представлять собой тонкодисперсную гомогенную смесь нескольких компонентов, один из которых должен обеспечивать раннее схватывание и быстрый набор прочности (одна из модификаций гипсовых вяжущих), а другие — дальнейший рост прочности, долговечность сложившейся структуры и другие необходимые свойства. Исходные компоненты должны быть доступны, надежны, дешевы и частично или полностью заменяемы побочными продуктами или отходами промышленности, что одновременно будет способствовать улучшению экологических факторов.

Для приготовления такого вяжущего можно использовать гипсовые вяжущие α - и β -модификаций, полученные из природного сырья

и отходов промышленности (фосфогипс, борогипс и др.), портландцемент и его разновидности, а также известь в сочетании с минеральными кремнеземосодержащими добавками (или без них), а также химические добавки.

В качестве минеральных можно использовать природные активные добавки осадочного (диатомиты, трепелы, опоки, глиежи и др.) либо вулканического (пеплы, туфы, трассы и др.) происхождения и малоактивные добавки (глиежи, цемянки, пылевидные отходы, образующиеся при обжиге керамзита, аглопорита, а также золы, шлаки, стеклобой и др.). В качестве химических можно использовать пластифицирующие, воздухововлекающие, регулирующие сроки схватывания, а также комплексные добавки.

Лабораторные исследования показали, что в зависимости от соотношения между компонентами с использованием гипсового вяжущего β -модификации марки Г-5 при содержании клинкера не более 15 % и минеральных и химических добавок, получено композиционное гипсовое вяжущее с марочной прочностью 15...35 МПа при коэффициенте размягчения 0,75...0,85.

Разработана технология его приготовления, которая включает подготовку исходных компонентов, измельчение до заданной удельной поверхности, гомогенизацию путем тщательного перемешивания компонентов, отдозированных в соответствующих количествах.

Работы по созданию такого вяжущего проводятся на уровне опытного освоения.

Совместно с ВНПО стеновых и вяжущих материалов в полупроизводственных условиях выпущена опытная партия композиционного гипсового вяжущего с характеристиками, полученными в лабораторных условиях, разработан технологический регламент производства на опытной установке, выполнены ее чертежи. Пуск установки производительностью 1 т/ч осуществлен в 1991 г.

На основании проведенных лабораторных и полупроизводственных исследований можно утверждать, что получено водостойкое вяжущее прочностью выше, чем у исходного гипсового вяжущего в 1,3...1,5 раза при содержании клинкера не более 15 %. Отметим, что по этим показателям полученное вяжущее выгодно отличается от других водостойких гипсовых вяжущих [2, 3] и др.

Варьирование материалами и свойствами позволяет создать унифицированные вяжущие с более высокими показателями. Их целесообразно использовать вместо портландцемента при производстве стеновых изделий из тяжелых и легких бетонов в виде кирпича, камней, блоков, панелей, в самонивелирующихся стяжках полов, при возведении монолитных малоэтажных домов, в том числе и в зимних условиях, при изготовлении сухих смесей и др.

При использовании композиционного гипсового вяжущего в названных направлениях возможна экономия 175...195 т портландцемента на 1000 м³ бетона, что позволит получить из 1 т портландцемента в 5...6 раз больший объем бетона и сократить расход электроэнергии в 2...3 раза по сравнению с производством изделий на портландцементе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ассортимент и качество цемента // Цемент. — 1989. — № 2. — С. 1.
2. Волженский А. В., Стамбулко В. И., Ферронская А. В. Гипсоцементнополиэролановые вяжущие, бетоны и изделия. — М.: Стройиздат, 1971. — 318 с.
3. Ферронская А. В. Долговечность гипсовых вяжущих и изделий. — М.: Стройиздат, 1984. — 256 с.

УДК 666.572

Л. И. СИМОНЕНКО, В. И. СТАМБУЛКО, кандидаты техн. наук

Суперпластификатор на основе полиэлектролитных комплексов

Одним из средств повышения коррозионной стойкости и долговечности бетона и тампонажного раствора является применение химических добавок. Наиболее эффективна добавка суперпластификатора, полифункциональная и химически взаимодействующая с продуктами гидратации портландцемента.

Одним из основных требований к бетону для конструкций, подверженных воздействию водных растворов солей и мороза, является солеморозостойкость.

При замораживании и оттаивании бетона в хлоридных растворах и контакте с атмосферой цементный камень претерпевает глубокие физические и химические деструктивные процессы, поэтому эффектив-

ной защитной добавкой при многостороннем коррозионном процессе будет такое вещество, которое ослабляет эти процессы в цементном камне. При этом повысится и солеморозостойкость.

Изучение коррозионных процессов, происходящих в цементном камне, проводили в режимах, имитирующих натурные условия работы скважин и строительных конструкций нефте- и газопромыслов в районах Крайнего Севера при циклическом замораживании и оттаивании в контакте с засоленными водами и атмосферным воздухом.

Установлено, что особенностью комплексного процесса коррозии цементного камня при замораживании и оттаивании в растворах хлорида натрия является протека-

ние карбонизации, инициируемой морозной деструкцией. Вклад этого фактора в коррозионный процесс можно оценить в пределах 10 %.

Процесс карбонизации цементного камня в хлоридно-натриевых растворах может протекать при любой температуре среды, но с различной скоростью карбонизации, зависящей от исходной концентрации NaCl в минеральной среде и температурного режима. Оптимальной средой для протекания процесса карбонизации являются растворы хлорида натрия с концентрацией 25...100 г/л. Оптимальным температурным режимом карбонизации цементного камня является циклическая смена положительных и отрицательных температур известково-хлоридной системы.

Содержание добавки, % массы цемента	Плотность цементного раствора, кг/м ³	Растекаемость, см	Сроки схватывания, ч мин		Прочность образцов при изгибе, МПа, через сут		
			начало	конец	2	7	28
—	2040	13	4—40	5—50	6,12	9,20	11,7
0,14	2030	19	6—50	8—05	8,20	12,90	13,4
0,27	2020	23	8—40	9—55	7,80	12,40	13,0
0,50	2010	25	9—50	11—40	7,60	12,10	12,5

Таблица 2

Содержание добавки, % массы цемента	В/Ц	Расплав конуса			Прочность через 28 сут, МПа	
		5 мин	1 ч	3 ч	при изгибе	при сжатии
0	0,7	3	1	0	5,1	16,4
0,15	0,7	19	19	18	6,5	21,7
0,15	0,5	11,5	11,5	10	8,1	24,4
0,25	0,7	21	21	20	1,2	21,2
0,25	0,5	13	13	12	7,6	23,6

Для реализации защитного механизма от деструктивной карбонизации цементного камня был разработан полифункциональный модификатор. Новые вещества с суперпластифицирующей активностью получены на основе выпускаемых промышленностью полимерных материалов, реагента ПЭПА (источник полиаминов), резорцинформальдегидной новолачной смолы СФ-282 и стабилизатора формальдегида. Синтез полиэлектролитных комплексов осуществлен в водной среде при стандартных условиях. Соотношение мольных масс полиэтиленполиаминов, резорцинформальдегидных полимеров и формальдегида для поликомплекса с условным названием ПК равно (1,4—2):1:1. Химическим анализом для ПК найдены процент *C* 59,27; 59,25; процент *H* — 7,89; 8,03; процент *N* 9,82; 9,75. При фильтровании реакционной смеси получают мелкодисперсный порошок сиреневорозового цвета полиэлектролитного комплекса ПК. Водные растворы обладают щелочной реакцией pH 9,7...10,2.

Строение полиэлектролитных комплексов таково, что число их активных функциональных групп достаточно не только для внутреннего кооперативного взаимодействия, но и для многостороннего взаимодействия с продуктами гидратации портландцемента. Несвязанные гидроксильные группы резорциновых фрагментов потенциально могут реагировать с положительно заряженными центрами этрингита, портландита и гипса, а атомы полиэтиленополиаминовой цепи с локализованными положительными зарядами будут взаимодействовать с отрицательными центрами на CSH.

Сопоставляя данные рентгенодифрактометрии и ИК-спектрометрии об образце с добавкой полиэлектролитных комплексов и без можно сделать вывод, что добавка ПК взаимодействует с портландитом и, модифицируя алюминатные фазы при формировании структуры цементного камня, способствует гидратации портландцемента и создает более прочную и однородную микроструктуру камня.

Методом ртутной порометрии исследовали поровые характеристики образцов с добавкой суперпластификатора ПК и без него. Суперпластификатор ПК благоприятно сказывается на поровой структуре цементного камня, в нем содержит-

ся около 5 % ультрамикроразмеров с радиусом до $5 \cdot 10^{-9}$ м, на долю микроразмеров до $3 \cdot 10^{-8}$ м, определяющих долговечность цементного камня, приходится 72 % опор. Для камня без добавки этот параметр составляет приблизительно 20 %.

Пластифицирующий эффект, вызываемый поликомплексами, связан с подавлением гидратации цемента на ранних стадиях в результате химических и адсорбционных взаимодействий. Добавка ПК, обладающая активными функциональными группами, действует на структурообразование как замедлитель, интенсивность воздействия которого зависит от В/Ц и температуры. В табл. 1 представлены результаты влияния полиэлектролитных комплексов на сроки схватывания тампонажных растворов, по которым добавку ПК можно охарактеризовать как замедлитель схватывания средней интенсивности.

Развитие гидратационных процессов в цементных пастах под воздействием полиэлектролитных комплексов фиксировалось по количеству связанной воды, удаляемой при прокаливании. Степень гидратации в начальный период намного ниже для цементных систем, модифицированных добавкой: для 1 ч — соответственно 23,3 и 13,3 %; для 3 ч — 31,8 и 14,9 %; 1 сут — 64 и 57,1 %. Сближение показателей начинается после 4 сут, а повышение — после 10 сут. Через 28 сут показатель гидратации для цементной пасты без добавок составлял 93,4 %, для пластифицированной 96,95 %. Замедляющее действие добавки ПК на гидратацию обусловлено ее превентивным взаимодействием с алюминатными

фазами, экранированием зерен цемента, непроницаемостью адсорбционного слоя.

Результаты испытаний раствора состава 1:3, представленные в табл. 2, подтверждают, что добавку ПК можно отнести по эффективности к группе суперпластификаторов, при этом при постоянном В/Ц увеличивается не только подвижность раствора, но и прочность при изгибе и сжатии (в 1,5...1,8 раза) при более высокой и стабильной подвижности растворов.

Преимущество смесей с суперпластифицирующей добавкой поликомплексов — в их высокой долговечности, консистенция раствора с добавкой практически не изменяется в течение 3 ч. Это объясняется тем, что они не подвергаются щелочной деструкции. Водная среда, в которой синтезируются поликомплексы на основе полиэтиленполиаминов и резорцинформальдегидных олигомеров имеет pH 10,8...11,2; у коллоидного водного раствора ПК pH равно 10,0...10,2.

Добавка ПК была применена для повышения морозостойкости цементного камня при комплексном воздействии трех неблагоприятных факторов: замораживания и оттаивания в растворах хлорида натрия и контакте с углекислым газом атмосферы. Изучена стойкость цементного камня, пластифицированного добавкой ПК, при хранении и периодическом или неполном увлажнении в растворах хлоридов, сульфатов и пластовой воде Бонаненковского газоконденсатного месторождения.

В качестве критериального объекта исследования стойкости це-

Среда замораживания	Содержание добавки, % массы цемента	Предел прочности при изгибе после циклов замораживания-оттаивания, МПа			Коэффициент стойкости после циклов замораживания-оттаивания		
		100	300	500	100	300	500
Вода	—	10,2	11,1	9,7	0,99	0,94	—
Вода	0,25	12,2	13,0	13,7	1,02	1,00	—
5 % NaCl	—	9,9	5,8	—	0,98	0,50	—
5 % NaCl	0,25	12,1	12,7	13,4	1,01	0,98	—

ментный камень выбран потому, что химическая активность его внешней и внутренней поверхности; его структура определяют интенсивность развития коррозионных процессов сооружений и конструкций на неорганических вяжущих. В табл. 3 показано развитие деструктивных процессов в образцах цементного камня при замораживании и оттаивании в пресной воде и в 5 %-ном растворе NaCl. При замораживании и оттаивании в воде образцы без добавки сохраняют высокую стойкость до 300 циклов, а в растворе хлорида натрия — лишь до 100 циклов; в солевом растворе падение до критической прочности происходит очень резко.

Пластифицированный тампонажный камень показал высокую стойкость в обеих средах до 600 циклов замораживания-оттаивания. Коэффициент стойкости после этапа испытаний составлял 0,95 и 0,9 соответственно при замораживании-оттаивании в водной среде и солевом растворе. Морозостойкость цементного камня в водной среде повышается добавкой ПК в 2, а в солевой — почти в 5 раз.

Аналогичные испытания с бетонами подтвердили также высокую эффективность нового суперпластификатора на основе полиэлектролитных комплексов полиэтиленполиаминов и резорцинформальдегидных олигомеров.

Разработаны принципы получения полиэлектролитных комплексов, характеризующихся высокой пластической активностью в результате концентрации в их молекулах активных функциональных групп. Добавку ПК можно отнести по эффективности действия к первой категории группы пластификаторов.

Применение добавки ПК в бетонах повышает прочность и непроницаемость при понижении В/Ц, увеличивает микропористость, при химическом и хемосорбционном взаимодействии модифицирует алюминатные и силикатные новообразования и связывает гидроксид кальция.

Применение суперпластификатора ПК снижает водопотребность бетонных смесей на 10...30 %, повышает прочность тампонажных растворов на 60...90 %, бетонов на 35...45 %, морозостойкость увеличивается в 2, солеморозостойкость в 5 раз.

Строительное производство

УДК 666.033.14:621.396.669

О. В. БЕЛОУСОВ, канд. техн. наук, Н. Т. МАМБЕТАЛИЕВ, инж.

Торкрет-технология радиопоглощающего бетона

Экологический аспект проблемы обеспечения экранирования и поглощения электромагнитных излучений очевиден. Однако их вредное влияние на растительный и живой организм выделяет на первый план медико-биологический аспект этой проблемы. Электромагнитные волны, кроме того, создают помехи при работе различных радиоэлектронных устройств и приемо-передаточной аппаратуры. Актуальность проблемы радиозащиты привела к необходимости создания специальных материалов (экранов, поглотителей) и технологий, способных снижать интенсивность электромагнитных излучений до допустимого уровня.

Радиопоглощающие материалы по физическим свойствам и диапазону работы по электрическим и магнитным свойствам делятся на диэлектрические и магнитно-диэлектрические, по диапазону работы — на узкодиапазонные и широкодиапазонные. Пленочные радиопоглощающие покрытия отличаются малой массой, устойчивостью к агрессивным средам, хорошей адгезионной способностью, возможностью наносить на криволинейные поверхности. Такие материалы обеспечивают поглощение в диапазоне сантиметровых и дециметровых волн, ослабление отраженной энергии составляет 5...17 дБ.

Известны исследования по созданию радиопоглощающего экрана с помощью плазмы. Благодаря непрерывной ионизации атмосферы радиоактивным излучением получают плазменный экран, поглощающий радиолокационные и инфракрасные излучения.

В последнее время широкое распространение получили разработки поглотителей электромагнитных волн и радиопоглощающих материалов на основе феррит-резиновых смесей с короткими металлическими волокнами. Фибры в количестве 1...3 % массы смеси работают подобно дипольным антеннам, в которых индуцируется ток. Исследования, проведенные в физическом

институте Геттингенского университета, показали, что из 57 ферритовых материалов 44 могут служить однослойными поглотителями электромагнитных волн. В Токийском технологическом институте установлено, что тонкую ферритовую поглощающую стенку для беззеховых камер, работающих в диапазоне ультравысоких частот, можно получить при условии, что действительная часть комплексной магнитной проницаемости μ феррита близка к единице, а мнимая — намного больше действительной и обратно пропорциональна частоте f . Если обычно толщина стенки беззеховой камеры $(0,5...1,5) \lambda$ (λ — длина волны в свободном пространстве), то при использовании нового метода — $(1/60...1/100) \lambda$.

Также проведен анализ композиционных материалов для радиозащиты на основе волокон из графита, углерода, бора, полиэтилена и поливинилхлорида с ферритовым наполнителем. Анализ создания эффективных радиопоглощающих материалов свидетельствует о необходимости разработки структуры и технологии материала, обладающего требуемыми радиотехническими свойствами и способностью работать в широком диапазоне радиоволн. Данный материал должен быть прост в изготовлении, сравнительно дешев, доступен и удобен для строительства крупногабаритных специальных сооружений.

В НИИЖБ разработаны радиопоглощающие бетоны ячеистой структуры на шлакощелочном вяжущем с более высокими поглощающими свойствами по сравнению с традиционным вяжущим, что позволило достичь снижения коэффициента отражения $< 5\%$. Во ВНИИСТРОМе разработан радиопоглощающий бетон на известково-кремнеземистом вяжущем с поглотителем из углеродных волокон.

Анализ технологий создания радиопоглощающих покрытий позволил выявить преимущество заводского способа изготовления штучных материалов и плит благодаря уплотнению сырьевой смеси. В результате сравнения существующих технологических схем создания радиопоглощающего бетона выделены способы уплотнения, использование которых реализует требования, предъявляемые к радиозащитным покрытиям. При этом уплотнение предполагается осуществлять прямым воздействием или

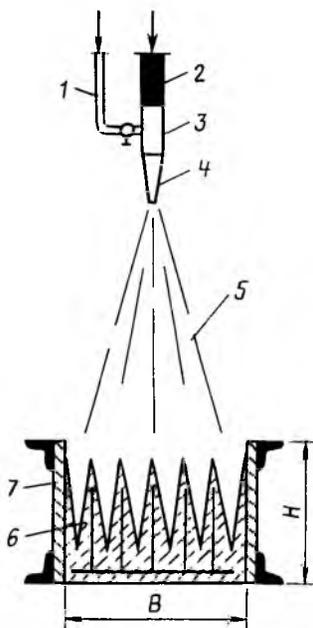


Схема формирования образцов из радиопоглощающего бетона

1 — шланг подачи жидкого стекла; 2 — шланг; 3 — камера смешивания; 4 — конический наконечник; 5 — струя набрызга; 6 — матрица; 7 — опалубка

снижением внутреннего трения. Получившая широкое распространение в практике строительных организаций и предприятий строительной индустрии вибрационная технология формирования уже не может полностью удовлетворить современным требованиям. Наиболее существенные ее недостатки заключаются в недолговечности формирующих устройств, высоком уровне шума и вибрации, большой металлоемкости оснастки, энергоемкости и трудоемкости процесса формирования, недостаточной в некоторых случаях степени уплотнения и низкой производительности. Это вызвало необходимость совершенствования безвибрационных методов формирования, основанных на применении вакуума, удара, прессования или комбинированного воздействия на бетонную смесь (вибровакуумирование, вибропрессование и т. д.).

Одним из эффективных методов безвибрационного бетонирования является торкретирование, позволяющее увязать технологические этапы изготовления радиопоглощающих покрытий в единую схему. В МИСИ провели исследования с целью создания радиопоглощающего бетона и разработки торкрет-технологии. В качестве технологического оборудования и оснастки использовали цемент-пушку, бак-расивер для вяжущего, трубопровод, шланги для подачи воздуха

и вяжущего, дифманометр мембранного типа, компрессор 4BVI 4BVI-3/7M2. При этом сухую смесь дозировали заранее и подавали в мешках. Рабочее давление в шланге принимали равным 0,3 и 0,4 МПа, давление в баке-расивере в каждом случае превышало его на 0,1...0,15 МПа. Контроль воздуха производили с помощью расходомерной трубы диаметром 50 мм, оснащенной нормальной диафрагмой, дифференциального мембранного манометра ДМН модели 23582. Скорость воздушного потока в шланге на выходе из сопла и в факеле смеси торкрет-бетона фиксировали указателем скорости УС-45К, принцип действия которого основан на измерении разности между полным и статическим давлением. Сырьевую смесь радиопоглощающего бетона наносили на поверхность бетонной матрицы перпендикулярно (см. рисунок) с расстояния 0,8...1 м. При этом минимальное водовязущее отношение $(0,2...0,3)$ регулировали сопловыми

Состав сырьевой смеси для изготовления радиопоглощающего бетона включал графит, отвердитель, порообразователь и углеродосодержащую добавку. В качестве вяжущего служило жидкое натриевое стекло плотностью 1,44 г/см³, с силикатным модулем 2,7. Введение легких пористых заполнителей значительно снизило плотность изделий из радиопоглощающего бетона, что делает их конкурентоспособными со специальными материалами, предназначенными для радиопоглощения электромагнитных волн. Радиофизические свойства изучали по специальной методике. Коэффициент отражения составил 0,05...0,9 %.

В результате проведенной работы получена технология устройства радиопоглощающих покрытий, обеспечивающая возможность возведения сооружений, обладающих защитой от вредного влияния радиоволн. Применение в основном недефицитных материалов и отходов различных производств обуславливает экономическую эффективность радиопоглощающего бетона с вяжущим на основе жидкого стекла.

Полученные радиопоглощающие бетоны отличаются высокой прочностью на сжатие, изгиб и сцепление, повышенной огнестойкостью, удовлетворяют требованиям СНиПа и технических норм.

УДК 624.012.36

А. К. ФРОЛОВ, канд. техн. наук. В. А. КОНДРАТЬЕВ, Г. БАШИР, инженеры

Перераспределение усилий в неразрезных плитах покрытий

Одним из основных направлений совершенствования железобетонных конструкций является повышение их эффективности благодаря переходу к статически неопределимым системам, обладающим надежностью при случайных повреждениях одного из элементов.

В ГПИ Промстройпроект разработали конструкцию железобетонной сборной неразрезной преднапряженной ребристой плиты покрытия П-образного поперечного сечения размерами 3×12 , 3×18 и 3×24 м для шага стропильных конструкций 6 и 12 м [1].

Техническое решение неразрезных плит, перекрывающих не менее двух пролетов (шагов стропильных конструкций) и работающих (после устройства стыков) в системе диска покрытия по полностью неразрезной схеме, является перспективным, поскольку отвечает требованиям экономии материалов при одновременном снижении трудозатрат на производство и монтаж.

Экспериментально-теоретические исследования таких плит, проведенные МИСИ совместно с ГПИ Промстройпроект и НИИЖБом, выявили специфические особенности их работы. Установлена необходимость учета поэтапной схемы приложения нагрузки от собственной массы и внешней нагрузки, а также податливости стыковых соединений. Разработан расчетно-теоретический метод определения податливости стыковых соединений плит, позволяющий выявить ее влияние на распределение изгибающих моментов в эксплуатационной и других стадиях работы системы [1].

Для оценки перераспределения усилий, происходящего в системе вследствие образования трещин, предложен метод вынужденных поворотов [2]. Возникновение трещин или пластическая работа бетона сжатой зоны учитывают углами поворота сечений Ψ_i и θ_i , устанавли-

ваемыми для участков, где действующий момент M превышает граничное значение M_{lim} (для трещин $M_{crс}$), соответствующее пределу упругой работы. Метод основан на принципе независимости действия сил (распределения моментов от внешней нагрузки и моментов, вызванных пластическими поворотами сечений) и сводится к решению системы

$$\delta_{i0} + \delta_{ii}X_i + \sum_{k \neq i} \delta_{ik}X_k + \sum \Psi'_i M_i^\Omega + \theta_i = 0, \quad (1)$$

где Ψ'_i — угол взаимного пластического поворота концевых сечений i -той пластической зоны; M_i^Ω — момент в центре тяжести эпюры пластической кривизны (рис. 1).

Оба распределения устанавливаются методами теории упругости. Согласно методу сил распределения моментов от внешней нагрузки

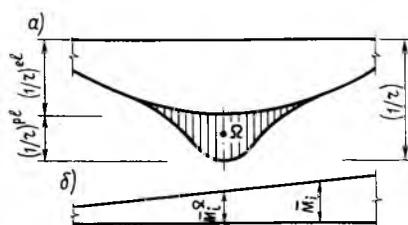


Рис. 1. Эпюры пластической составляющей кривизны $1/r$
а — полной кривизны в пролете; б — единичных моментов в основной системе; Ω — центр тяжести эпюры $(1/r)^{pl}$

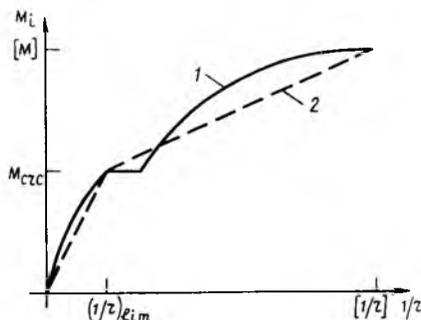


Рис. 2. Диаграммы зависимости $M - 1/r$
1 — действительная; 2 — заменяющая билинейная

устанавливают решением системы (при $i=1, 2, \dots, n$)

$$\delta_{i0} + \delta_{ii}X_i + \sum_{k \neq i} \delta_{ik}X_k = 0. \quad (2)$$

Распределение моментов, возникающих в результате пластических поворотов сечений, определяется решением системы

$$\delta_{ii}X_i + \sum_{k \neq i} \delta_{ik}X_k + \sum \Psi'_i M_i^\Omega + \theta_i = 0. \quad (3)$$

В источнике [2] предложено решать систему (3) сначала для одного угла пластического поворота, в то время как остальные принимать равными нулю. При этом рассматривают столько систем уравнений, сколько в конструкции пластических зон. Следует отметить, что углы Ψ_i и θ_i являются пластическими и не вызывают в основной статически определимой системе никаких изгибающих моментов.

Поскольку углы пластических поворотов заранее неизвестны, то решение системы уравнений (3) выполняют для единичных углов поворота. Корректируемые в ходе итераций значения моментов находят по формуле

$$M_i = M_i^el + \sum_j \Psi'_j M(\Psi'_j = 1) + \sum_i \theta_i M(\theta_i = 1). \quad (4)$$

Пластические углы поворота $\Psi_i(\theta_i)$ можно установить, если для данного распределения усилий известно изменение пластической кривизны $(1/r)^{pl}$ по длине пластической зоны. Полная кривизна $1/r$ в каждом сечении пластической зоны складывается из упругой $(1/r)^{el}$ и пластической $(1/r)^{pl}$ составляющих (см. рис. 1).

В источнике [2] зависимость $M - 1/r$ принята билинейной (рис. 2), вследствие чего значения кривизн и жесткостей, корректируемых при итерациях, определяют из простых геометрических соотношений. Рассмотрим перераспреде-

ние усилий, используя результаты испытаний фрагмента диска покрытия размером 3×24 м, собранного из двух состыкованных между собой неразрезных плит размером 3×12 м с шагом опор 6 м.

Расчетом несущей способности, выполненным при реальных (экспериментальных) характеристиках материалов и сечений, установлены предельные пролетные $[M_{span}]$ и опорные $[M_{sup}]$ моменты, составившие: для плиты № 1 82,7 и 59,84; для плиты № 2 84,41 и 61,23 кН·м. Высота сжатой зоны в предельной стадии, установленная с учетом коэффициента 1,25 (увеличение X из-за формы эпюры сжимающих напряжений), для пролетных сечений обеих плит составила: $[X]_{span,1}=0,568$, $[X]_{span,2}=0,663$ см; для опорных $[X]_{sup,1}=3,488$ и $[X]_{sup,2}=4,075$ см. Предельное значение кривизны, соответствующей стадии разрушения, подсчитывают по предельным деформациям арматуры (или бетона)

$$[1/r] = \frac{\epsilon_{0,2}}{h_0 - [X]} = \frac{\sigma_{0,2}}{E_s} + 0,002 \quad (5)$$

Для пролетных сечений плит при $\sigma_{0,2}=610$, $E_s=1,8 \cdot 10^5$ МПа предельная кривизна $[1/r]$ составила $3,47 \cdot 10^{-4}$ и $3,4 \cdot 10^{-4}$ см⁻¹; для опорных сечений — $4,02 \cdot 10^{-4}$ и $4,01 \cdot 10^{-4}$ см⁻¹.

Для упругой стадии работы в соответствии со СНИПом установили M_{crc} и I_{red} . При $E_b=32\,938,66$ МПа для плиты № 1 и $E_b=31\,026,13$ МПа для плиты № 2, жесткость пролетных сечений плит при упругой работе $B_{span,1}^{el}=11\,875,68$, $B_{span,2}^{el}=11\,999,27$; опорных $B_{sup,1}^{el}=19\,281,36$ и $B_{sup,2}^{el}=19\,384,38$ кН·м². Кривизна на пределе упругой стадии работы системы, определенная как $(1/r)^{el}=M_{crc}/B_i^{el}$, для пролетных сечений плит $4,634 \cdot 10^{-5}$ и $4,893 \cdot 10^{-5}$; для опорных $1,86 \cdot 10^{-5}$ и $1,697 \cdot 10^{-5}$ см⁻¹. Для опоры С (рис. 3) принято усредненное значение $(1/r)^{el}=1,78 \cdot 10^{-5}$ см⁻¹.

По билинейной зависимости $M-1/r$ для пролетных и опорных сечений найдены коэффициенты, учитывающие пластические свойства

$$k = \frac{[1/r]B_i^{el} - [M]}{[M] - M_{crc}} \quad (6)$$

Для пролетных сечений плит $k_{span,1}=11,91$; $k_{span,2}=12,59$; для опорных $k_{sup,1}=29,83$ и $k_{sup,2}=25,27$.

При действии равномерно распределенной нагрузки пластические углы поворота для пролетных сечений

$$\Psi_i' = 1,89 \frac{k}{B_i^{el}} \sqrt{\frac{(M_{span,i} - M_{crc})^3}{q_i}} \quad (7)$$

При этом длина пластической зоны

$$l^{pl} = 2,83 \sqrt{\frac{M_{span,i} - M_{crc}}{q_i}} \quad (8)$$

Для опорных сечений

$$\theta_i = \frac{k}{2B_i^{el}} (M_{sup,i} - M_{crc}) \times (l_{sup,1}^{pl} + l_{sup,2}^{pl}), \quad (9)$$

где $l_{sup,1}^{pl} = \frac{M_{sup,1} - M_{crc}}{Q_l}$; $l_{sup,2}^{pl} = \frac{M_{sup,2} - M_{crc}}{Q_r}$; $M_{span,i}$, $M_{sup,i}$ — мо-

менты, действующие в пролетных и опорных сечениях; q_i — действующая при этом нагрузка; Q_l и Q_r — длины пластических зон и поперечные силы, слева и справа от опоры.

Согласно исходному распределению усилий, полученному для стадии эксплуатации при упругой работе системы, с учетом распределения усилий от собственной массы и податливости стыкового соединения (см. рис. 3), трещины появились только в первом пролете ($M_{span,1}=58,013$ кН·м $>$ $M_{crc}=55,031$ кН·м).

Пластический угол поворота Ψ_0' (см. рис. 3), определенный по зависимости (7) при $k_{span,1}=11,91$, $B_{span,1}^{el}=11\,875,68$ кН·м² и $q=15,573$ кН/м, составил $\Psi_0'=2,47 \cdot 10^{-3}$. При этом $l_{span,1}^{pl}=1,24$ м (см. рис. 3).

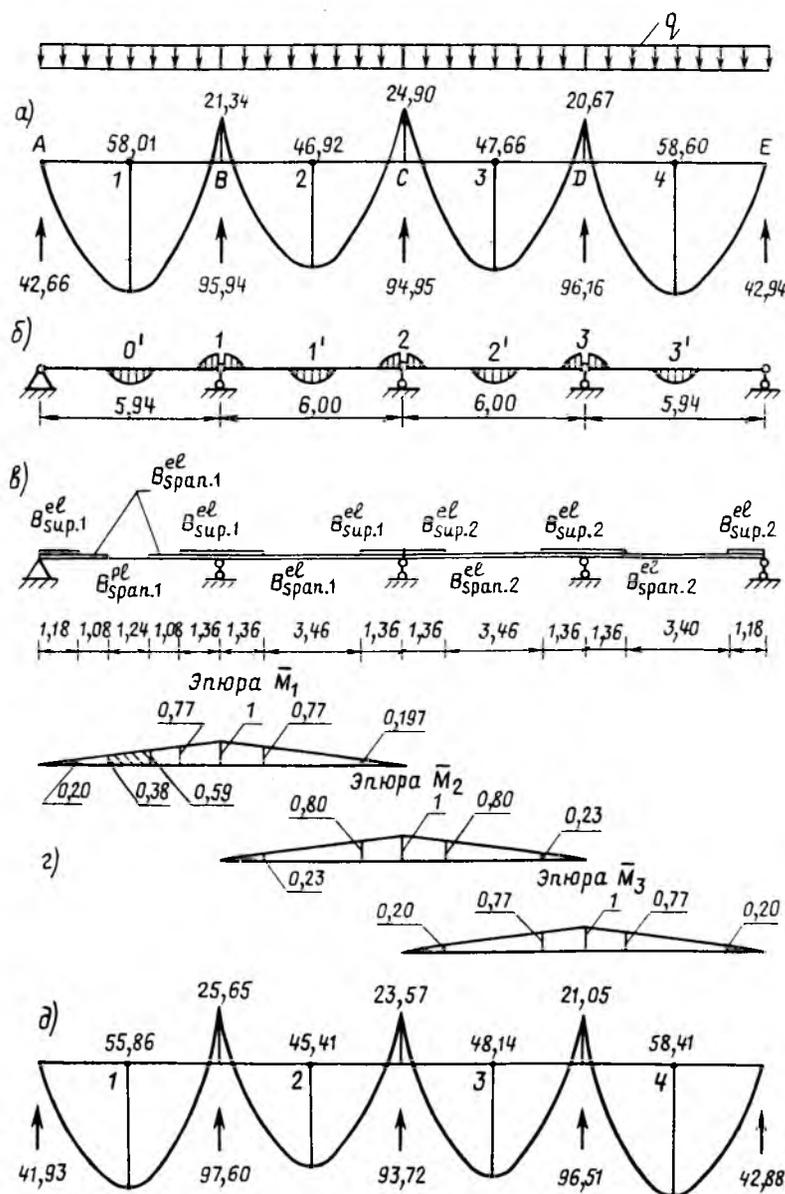


Рис. 3. Расчет перераспределения усилий

а — исходное распределение моментов в системе, учитывающее распределение усилий от собственной массы и податливость стыкового соединения в стадии эксплуатации; б — основная система; в — распределение жесткостей; г — вспомогательные эпюры от единичных моментов; д — общее распределение моментов

Для остальных сечений $\Psi_1 = \Psi_2 = \Psi_3 = \theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = 0$. Уточненные значения жесткости, установленные согласно выражению

$$B_{\text{span}}^{pl} = \frac{[M] - M_{\text{erc}}}{[1/r] - (1/r)^{el}} \quad (10)$$

были равны: в пролетных сечениях плит 920,275 и 882,95; в опорных сечениях 625,404 и 738,041 кН·м².

Поскольку $M_i > M_{\text{erc}}$ только в первом пролете, составили только одну систему уравнений типа (3) при $\Psi_0 = 1$, т. е.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 - \Psi'_0 M_1^0 &= 0; \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \delta_{23} X_3 &= 0; \\ \delta_{32} X_2 + \delta_{33} X_3 &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Число уравнений в системе принято равным числу неизвестных (опорных моментов). Коэффициенты δ_{ij} находили перемножением эпюр от единичных моментов (см. рис. 3) с учетом скорректированных значений жесткостей B_i^{pl} на участках с $M_i > M_{\text{erc}}$. По рис. 3 $\delta_{11} = 5,61 \cdot 10^{-4}$; $\delta_{22} = 2,718 \cdot 10^{-4}$; $\delta_{33} = 2,625 \cdot 10^{-4}$; $\delta_{12} = \delta_{21} = 0,7675 \times 10^{-4}$; $\delta_{23} = \delta_{32} = 0,76 \cdot 10^{-4}$; $\delta_{13} = \delta_{31} = 0$.

В результате решения системы $X_1 = 930,374$; $X_2 = -285,858$; $X_3 = 82,763$. Опорные моменты, соответствующие результатам итерации согласно зависимости (4)

$$\left. \begin{aligned} M_B^1 &= X_1^1 = X_1^{el} + \Psi'_0 X_1 = 23,638; \\ M_C^1 &= X_2^1 = X_2^{el} + \Psi'_0 X_2 = 24,194; \\ M_D^1 &= X_3^1 = X_3^{el} + \Psi'_0 X_3 = 20,875. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Пролетные моменты: $M_1^1 = 56,865$; $M_2^1 = 46,104$; $M_3^1 = 47,914$; $M_4^1 = 58,498$ кН·м. При этом $\Delta = (M_{\text{erc}}^1 - M_1^1) / M_1^1 \cdot 100 \% = 9,7 \%$.

Вторую итерацию начали с определения Ψ_0^1 по формуле (7) с учетом скорректированного значения пролетного момента M_1^1 . При этом $\Psi_0^1 = 1,193 \cdot 10^{-3}$; $l_{pl} = 0,97$ м; $\delta_{11} = 4,915 \cdot 10^{-4}$, а остальные δ_{ij} остались без изменения и соответствуют значениям, полученным при первой итерации. В результате решения систем уравнений $M_B^{II} = 24,913$; $M_C^{II} = 23,8$; $M_D^{II} = 20,988$; $M_1^{II} = 56,227$; $M_2^{II} = 45,663$; $M_3^{II} = 48,053$; $M_4^{II} = 58,441$ кН·м; $\Delta = 5,12 \%$. По третьей итерации получено распределение моментов, представленное на рис. 3. При этом $\Delta = 2,3 \%$. Такую точность можно считать достаточной.

Установленное распределение моментов в неразрезной четырехпролетной системе (см. рис. 3) при действии эксплуатационной нагрузки с учетом распределения усилий от собственной массы податливости стыкового соединения и изменения

жесткости сечений показывает, что моменты в крайних пролетах $M_{\text{кр}} \approx ql^2/9$, в средних $M_{\text{ср}} \approx ql^2/12$, на промежуточных опорах $M_{\text{оп}} \approx ql^2/22$, на опоре со стыковым соединением $M_{\text{оп}} \approx ql^2/24$. В сопоставлении с традиционно принятым распределением ($M_{\text{кр}} = ql^2/11$, $M_{\text{ср}} = ql^2/16$, $M_{\text{оп}} = ql^2/14$ и $M_{\text{оп}} = ql^2/16$), корректировка моментов составила 18, 25, 36 и 33 %.

Расчет неразрезных плит по II группе предельных состояний, выполненный согласно полученному распределению усилий, свидетельствует о достоверности результатов, поскольку разница между теоретическими и экспериментальными параметрами не превышала 5 %. Таким образом, расчет неразрезных плит по II группе предельных состояний следует выполнять согласно распределению усилий, установленному для стадии эксплуатации с учетом отмеченных факторов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Неразрезные преднапряженные ребристые плиты для покрытий / К. М. Матвеев, В. Н. Байков, А. К. Фролови др. // Бетон и железобетон.— 1989.— № 9.— С. 6—8.
2. Тихий М., Ракошник И. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии // Перераспределение усилий.— Пер. с чешского.— М.: Стройиздат, 1976.— 197 с.

Теория

удк 69.059.22

В. Н. БАЙКОВ, д-р техн. наук, проф.

Взаимосвязь диаграммы прочности двухосно сжатого бетона и характеристик $\sigma - \epsilon$ при одноосном сжатии и растяжении

В последние десятилетия в нашей стране и за рубежом проведены многочисленные исследования с целью изучения прочности бетона при двухосном сжатии. Экспериментальные зависимости устанавливали по данным, полученным на сложных и дорогостоящих установках. Теоретический анализ производили на высоком уровне, однако нередко с упрощениями, недостаточно тщательно обоснованными [1...4].

В источнике [5] доказано, что

разрушение одноосно сжатого бетона, происходящее вследствие закономерного образования в нем продольных трещин, обусловлено ортотропным характером деформирования. Это положение используем применительно к двухосному сжатию. При этом появляется возможность построения расчетным путем диаграммы прочности бетона при двухосном сжатии на основании отдельных характеристик его деформативности при одноосном сжатии и растяжении стандартных

призм. Выполнение сложных, трудоемких и дорогостоящих экспериментов не требуется.

На рис. 1 приведена типичная диаграмма прочности бетона при одноосном сжатии призмы. На ее восходящем участке выделяется уровень $\sigma_0 \approx 0,8 R_b$ (точка 3), ориентировочно соответствующий границе перехода бетона из изотропного состояния в ортотропное. Точка 1 на диаграмме соответствует границе неустойчивых начальных показаний деформируемости бето-

на. Точкой 2 отмечен приблизительно уровень линейного деформирования бетона, по которому устанавливают модуль упругости бетона. Точка 3 отвечает ориентировочно началу развития стадии массового образования продольных микротрещин в структуре бетона. Точка 4 фиксирует призмную прочность бетона R_n , по которой находят основную нормируемую характеристику его прочности при осевом сжатии. Восходящая часть от 0 до R_n зависимости $\sigma_n - \epsilon_n$ реализуется при прямоугольной эпюре продольных деформаций ϵ_n по поперечному сечению образца над диаграммой (см. рис. 1). Точка 5 оценивает сопротивление бетона на его нисходящей части. При этом в сжатых зонах изгибаемых, а также внецентренно сжатых элементов наблюдается треугольная эпюра деформирования образца.

Диаграмму $\sigma_n - \epsilon_n$ в пределах точек 0...4 весьма тщательно изучали многие исследователи в нашей стране и за рубежом, поэтому ее можно считать вполне достоверной. Следующий отрезок нисходящей части диаграммы прочности бетона реализуется, например, в железобетонных сжатых стержневых или двумерных конструкциях с большим содержанием арматуры ($\mu = 4...8\%$), а также в системах с железобетонными или стальными внешними, параллельно сжимаемыми конструкциями кондуктора.

На рис. 1 приведена диаграмма поперечного расширения бетона продольно сжатой призмы. Ее тщательно изучали визуально и ультразвуковым методом [3, 6]. На диаграмме четко выделяется начальная стадия — поперечное расширение продольно сжимаемой призмы, оцениваемое коэффициентом Пуассона. Он непосредственно не вызывает напряжения материала в поперечном направлении. Начиная с уровня продольного сжатия $\sigma_1 \geq 0,6 R_n$ возрастают поперечные деформации продольно сжатого бетона. Это приводит к образованию в бетоне продольных микро-, а затем и макротрещин, вызывающих разрушение.

Сопоставление продольных деформаций одноосно сжатого бетона на участке 0-4 (см. рис. 1) и его поперечных деформаций свидетельствует, что в нем одновременно осуществляется различное, но взаимосвязанное деформирование материала в продольном и поперечном направлении. С позиций сопро-

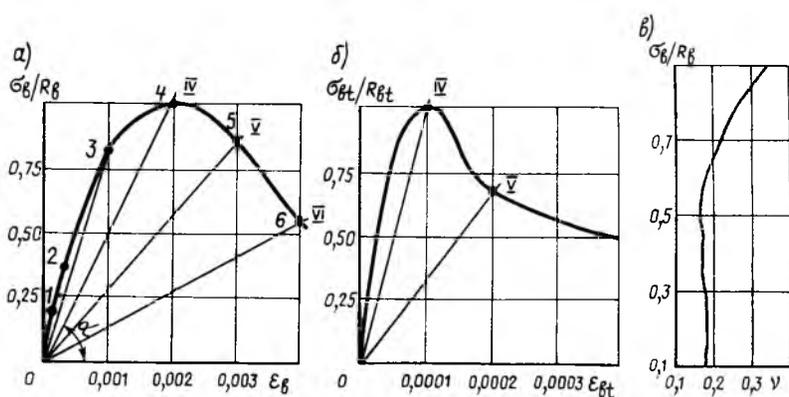


Рис. 1. Диаграммы прочности (а, б) и поперечного расширения (в) бетона
а, в — одноосное сжатие; б — одноосное растяжение
1...6 — характерные точки; IV...VI — сечения

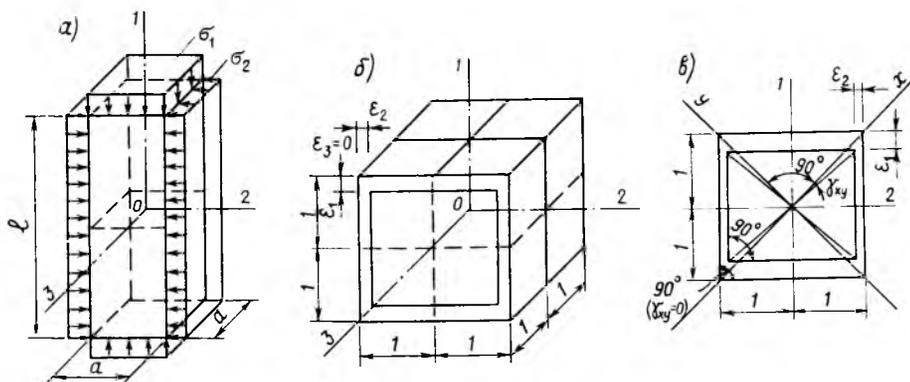


Рис. 2. Деформирование двухосно сжатой призмы
а — схема загрузки; б — некоторого объема бетона; в — искажение прямого центрального угла

тивления материалов это означает, что на высокой стадии напряженно-деформированного состояния, в одноосно сжатом бетоне фактически происходит нарушение его изотропного качества в продольном и поперечном направлениях. Исследования [5] показали, что в продольно сжатом бетоне при высоком уровне напряженности происходит поперечное расширение, объемно связанное с продольным сжатием. Это и вызывает появление в бетоне продольных микро-, а затем и макротрещин при $\sigma_1 = R_n$.

Допустим, что поперечное деформирование (расширение) бетона соответствует диаграмме прочности при осевом растяжении (см. рис. 1). Поскольку поперечное расширение бетона происходит в стесненных условиях, следует считать, что его растяжение при образовании в бетоне продольных трещин сжатия достигает $\epsilon_{at} \approx 0,0002$

На рис. 2 представлена схема загрузки бетонной призмы при двухосном сжатии интенсивностью σ_1 вдоль оси 1 и σ_2 — вдоль оси 2 ($\sigma_2 < \sigma_1$). На рис. 2 представлено пространственное деформирование

некоторого объема бетона, выделенного из призмы. Кроме того на рис. 2 показаны деформации ϵ_1 и ϵ_2 вдоль осей 1 и 2. Поскольку внешние угловые воздействия в осях 1...3 отсутствуют, $\gamma_{12} = 0$ (см. рис. 2). Вместе с тем, при деформировании бетона при $\epsilon_1 \neq \epsilon_2$ наблюдается искажение прямого центрального угла γ_{xy} в системе диагональных координат x и y . Это указывает на то, что в объеме бетона призмы происходит угловое деформирование и пренебрегать им не следует.

Таким образом, в объеме бетона двухосно сжатого образца в наклонных направлениях x и y реально действуют внутренние напряжения τ_x и τ_y . Они соизмеримы с воздействиями σ_1 и σ_2 и существенно влияют на общее внутреннее объемное напряженное состояние бетона.

При двухосном сжатии различной интенсивности ($\sigma_1 \neq \sigma_2$) деформирование бетона в направлении осей 1 и 2 (см. рис. 1) происходит при $E_1 \neq E_2$. Поскольку последние непрерывно меняются, целесообразно пользоваться в расчетах средним значением модуля на рас-

смагиваемом участке диаграммы $\sigma_\theta - \varepsilon_\theta$. Это согласуется с теоремой математического анализа о среднем значении производной на отрезке кривой. Так, на рис. 1 секущим III, IV соответствует свое среднее значение модулей деформации: $E_{\sigma_{IV}} = \text{tg } \alpha_{IV} = R_g / 0,0002$ и $E_{\sigma_{III}} = \text{tg } \alpha_{III} = 0,8 R_g / 0,001$. Из рис. 1 следует, что $E_{\sigma_{IV}} \neq E_{\sigma_{III}}$.

В двухосно сжатом бетоне σ_1, σ_2, τ и $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \gamma$ взаимосвязаны. Для ортотропных материалов это выражается обобщенным законом Гука. В начальной стадии зависимость напряжений бетона и деформаций линейна. При более высокой напряженности она становится нелинейной. В этих условиях закон Гука справедлив только при определенных фиксированных значениях напряженно-деформированного состояния материала. При двухосном воздействии справедлив обобщенный закон Гука [7]

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= a_{11}\sigma_1 + a_{12}\sigma_2 + a_{13}\tau; \\ \varepsilon_2 &= a_{21}\sigma_1 + a_{22}\sigma_2 + a_{23}\tau; \end{aligned} \quad (1)$$

$$\gamma_{12} = a_{31}\sigma_1 + a_{32}\sigma_2 + a_{33}\tau,$$

где

$$\begin{aligned} a_{12} &= a_{21}; \quad a_{13} = a_{31}; \quad a_{23} = a_{32}; \quad a_{11} = \\ &= \frac{1}{E_1}; \quad a_{22} = \frac{1}{E_2}; \quad a_{12} = -\frac{\nu_{21}}{E_1}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{21} &= -\frac{\nu_{12}}{E_2}; \quad a_{13} = a_{31} = a_{23} = a_{32} = \\ &= \frac{1}{2} \left[\frac{1}{E_1} (1 - \nu_1) - \frac{1}{E_2} (1 - \nu_2) \right]; \quad a_{33} = \\ &= \frac{1}{G_{12}} = \frac{1}{E_1} (1 + \nu_1) + \frac{1}{E_2} (1 + \nu_2). \end{aligned}$$

Для бетона (согласно усредненным опытным показателям) можно принять значения коэффициентов Пуассона постоянными: при сжатии $\nu_1 = 0,167$; при растяжении $\nu_2 = 0,125$.

Остальные коэффициенты в системе (1):

$$\begin{aligned} a_{11} &= \frac{1}{E_1}; \quad a_{22} = \frac{1}{E_2}; \quad a_{12} = -\frac{\nu_{21}}{E_1} \approx \\ &\approx -\frac{0,167}{E_1}; \quad a_{21} = -\frac{\nu_{12}}{E_2} \approx -\frac{0,125}{E_2}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{13} &= a_{31} = a_{23} = a_{32} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{E_1} (1 - \nu_1) - \frac{1}{E_2} (1 - \nu_2) \right] = \\ &= \frac{0,5}{E_1} \times \\ &\times [(1 - \nu_1) - \alpha(1 - \nu_2)] = \frac{0,5}{E_1} (0,833 - \\ &- 0,875\alpha); \quad a_{33} = \frac{1}{E_1} (1 + 0,167) + \\ &+ \frac{1}{E_2} (1 + 0,125) = \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{E_1} (1,167 + 1,125\alpha); \quad \alpha = \frac{E_1}{E_2}$$

Деформативная характеристика E_2 должна учитывать два процесса, происходящие в нем одновременно:

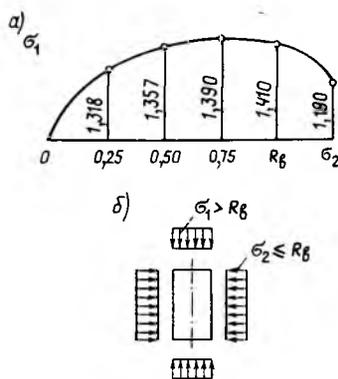


Рис. 3. Прочность бетона при двухосном сжатии

a — превышение осевой прочности призмы; б — схема нагружения

поперечное сокращение от воздействия σ_2 , что может быть оценено с помощью показателей, соответствующих секущим II и III и т. д. на рис. 1, а также вынужденное поперечное расширение бетона, происходящее вследствие его ортотропии (в состоянии, близком к разрушению), как показывают экспериментальные данные $\varepsilon_{\sigma 1} \approx 0,0002$ (см. рис. 1).

Следовательно, с учетом рассмотренных процессов

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{E_{\sigma 1}} - \frac{1}{E_{\sigma 2}} \quad (2)$$

В левой части системы уравнений (1) подразумеваются значения деформаций бетона в состоянии разрушения его структуры, т. е. непосредственно предшествующем образованию в нем продольных трещин. Учитывая это, следует принять в левой части уравнений (1) $\varepsilon_1 = 0,002$; $\varepsilon_2 = 0,0002$; $\gamma_{12} = 0$. ε_1 и ε_2 почти постоянны для бетонов средней прочности и мало изменяются для бетонов малой и высокой прочности. ε_1 на рис. 1 соответствует положению секущей IV при $\sigma_{\sigma 1} = R_g$; ε_2 — секущей V, т. е. $\sigma_2 \approx 0,7 R_g$, что отмечается для растянутого бетона при $\sigma_2 \approx 0,7 R_g$, проявляющемся в условиях, сдерживающих его свободное деформирование. Эти значения деформаций использовали многие исследователи.

В уравнениях (1) искомой величиной является σ_1 . Поперечное сжимающее удельное воздействие σ_2 известно и постоянно.

Систему (1) можно решить любым способом. В общем виде ее можно представить в виде конечной формулы

$$\sigma_1 = \frac{\varepsilon_1 - \frac{B}{D} \varepsilon_2}{A - \frac{B}{D} C} a_{33}, \quad (3)$$

$$A = a_{33} a_{11} - a_{31} a_{13};$$

$$B = a_{33} a_{12} - a_{31} a_{32};$$

$$C = a_{33} a_{21} - a_{23} a_{31};$$

$$D = a_{33} a_{22} - a_{23} a_{32}.$$

Зависимости $\sigma - \varepsilon$ при сжатии и растяжении бетона нелинейны (см. рис. 1), поэтому вычисления необходимо выполнять методом последовательного приближения. Первоначально принимают предполагаемое начальное значение σ_1^k , затем находят σ_1^{k+1} . Если между ними большая разница, вычисления повторяют при исходном среднем значении. Процесс характеризуется быстрой сходимостью.

На рис. 3 представлена построенная по приведенным формулам диаграмма прочности бетона классов В15 и В20 при поперечном обжатии различной интенсивностью $\sigma_2 = (0,25 \dots 1,0) R_g$, включая и начало нисходящего участка сопротивления бетона сжатию σ_2 . Она подтверждает высокую эффективность двухосного обжатия бетона. Достоверность ее показателей, получаемых расчетным путем по деформативности бетона при одноосных воздействиях сжатия и растяжения, сомнений не вызывает. Вычисления базируются на экспериментально установленной ортотропии бетона в стадии высокой напряженности, а также использовании объективной общей теории сопротивления ортотропных материалов. Расчетные данные близки к экспериментальным.

Эффект повышенного сопротивления бетона при двухосном сжатии можно использовать при проектировании железобетонных конструкций как дополнительный резерв их несущей способности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Яшин А. В. Экспериментально-теоретические исследования неупругих деформаций и процессов разрушения бетона при плоском напряженном состоянии / Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 67—81.
2. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тютин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона // ЦНИИСК. — М.: Стройиздат, 1974.
3. Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писаико Г. Н. Высокопрочный бетон. — М.: Стройиздат, 1971. — 208 с.
4. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. — Н. 260. — Studie zur Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. — Berlin: Ernst und Sohn, 1976. — 335 с.
5. Байков В. Н. Особенности разрушения бетона, обусловленные его ортотропным деформированием // Бетон и железобетон. — 1988. — № 12. — С. 13—15.
6. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. — М.: Госстройиздат, 1961. — 96 с.
7. Лехницкий С. Г. Анизотропные пластинки. — М.— Л.: Гостехиздат, 1947. — 354 с.

К расчету колонн на аварийные ударные воздействия

Среди различных конструктивных элементов зданий и сооружений железобетонные колонны наиболее часто подвергаются аварийным ударным воздействиям высокой интенсивности [1] (опоры эстакад, мостов, колонны гаражей, складов при ударах транспортных средств и т. п.). Однако поведение этих конструкций при указанных нагрузках изучено крайне слабо, а методы расчета отсутствуют.

В связи с этим в МИСИ испытывали железобетонные симметрично армированные колонны пролетом 80 см и сечением 10×12 см с продольной арматурой из стали класса А-III и поперечной из стали класса В_p-I, нагруженные продольной статической нагрузкой N и поперечной ударной нагрузкой $P(t)$. Кубиковая прочность бетона к моменту испытаний составила 22,6 МПа.

Ударное нагружение осуществляли на специальной установке копрового типа с массой падающего стального сплошного ударника 120 кг, при этом колонна находилась в горизонтальном положении. Ударник имел плоскую головную часть (индентор) размером в плане 10×10 см. Ударную нагрузку прикладывали на расстоянии $x=22$ см от конца колонны, продольную силу — центрально с помощью домкратов через систему мощных стальных пружин, обеспечивающих следящий характер нагрузки.

Варьировали такие параметры, как содержание продольной ($\mu=1$ и 3 %) и поперечной ($s=7,5 d$; $15 d$) арматуры, уровень продольного сжатия (20, 60 % разрушающего), условия закрепления (шарнирное по обоим концам; шарнирное — на верхнем, заделка — на нижнем), начальную скорость удара $v_0=3,1...4$ м/с.

В опытах с помощью высокоскоростной киносъемки регистрировали процесс трещинообразования и разрушения колонн, а тензодатчиками — прогибы во времени и деформации бетона и арматуры.

Опыты показали, что в большинстве случаев разрушение происхо-

дило по наклонной сжатой полосе, образуемой двумя наклонными трещинами. В шарнирно-опертых колоннах одна из них пересекает сечение от грани площадки контакта до опоры, другая идет от другой грани параллельно первой (рис. 1). После преодоления сопротивления бетона полосы происходит его фрагментация с последующим «стряхиванием» обломков инерционными силами и сдвижкой концов колонны продольной силой. До образования наклонных трещин конструкция работает как сплошной целый элемент.

В соответствии с этим в теоретическом анализе использовали инженерный подход, предусматривающий разделение процесса деформирования на две стадии: до образования трещин и после. В обоих случаях для получения расчетных зависимостей использовали уравнение Лагранжа.

Стадия I. Поперечное перемещение колонны представим в виде

$$y(x, t) = \sum_n X_n(x) T_n(t), \quad (1)$$

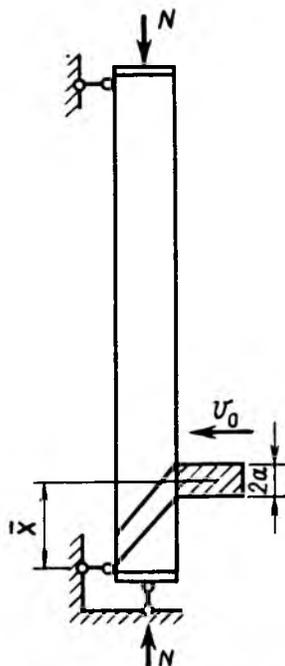


Рис. 1. Схема трещинообразования в колонне

где X_n — n -ная собственная функция сжато-изогнутого стержня постоянного сечения; T_n — соответствующая функция времени.

Выражения для кинетической K и потенциальной U энергий составим с учетом взаимодействия между ударником и конструкцией

$$P = k_1 \alpha, \quad (2)$$

здесь P — контактная сила; α — величина внедрения ударника; k_1 — жесткость контактной зоны, определяемая на основании проведенных ранее опытов [2] по формуле

$$k_1 = \frac{\pi b \Delta}{S}, \quad (3)$$

где b — ширина сечения колонны; $\Delta = 2k^2 E_b'' / (3K - 1)(K + 1)$; $K = 1 / (1 - 2\nu')$; $\nu' = \nu / (1 + \nu)$; $\lambda = h / a (\lambda \geq 2)$; h — высота сечения колонны; a — половина длины площадки контакта; $S = \ln 2\lambda - d_0 - d_1/\lambda^2 - d_1^2 / (4\lambda^4 - 9d_2/\lambda^4)$; $d_0 = 0,527$; $d_1 = 0,716$; $d_2 = 0,245$; E_b'' — контактный модуль деформаций бетона, определяемый по формуле

$$\left. \begin{aligned} E_b'' &= (0,001\bar{R} + 0,11) E_b; \\ (20 \leq \bar{R} \leq 60) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

С учетом изложенного

$$K = \frac{m}{2} \int_0^l y'^2 dx + \frac{M}{2} [\dot{y}(\bar{x}) + \dot{\alpha}]^2; \quad (5)$$

$$U = \frac{B}{2} \int_0^l (y'')^2 dx + \frac{k_1 \alpha^2}{2}. \quad (6)$$

Точками обозначены производные по времени.

Работа продольной силы

$$W = \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx. \quad (7)$$

Подставляя (1) в (5)...(7) и далее в уравнения Лагранжа, которые для данного случая имеют вид

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{dK}{dT_n} \right) + \frac{dU}{dT_n} = \frac{dW}{dT_n}, \quad (8)$$

получим систему уравнений движения

$$\left. \begin{aligned} \sum_n \ddot{T}_n x_{1n} + \sum_n T_n \eta_{1n} + \Delta_1 \ddot{\alpha} &= 0; \\ \dots & \\ \sum_n \ddot{T}_n x_{nn} + \sum_n T_n \eta_{nn} + \Delta_n \ddot{\alpha} &= 0; \\ \sum_n \ddot{T}_n X_n(\bar{x}) + \ddot{\alpha} + \omega^2 \lambda &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

где

$$x_{in} = m \int_0^l X_i X_n dx + M_s X_i(\bar{x}) X_n(\bar{x});$$

$$\eta_{in} = B \int_0^l X_i' X_n' dx - N \int_0^l X_i' X_n' dx;$$

$$\Delta_i = X_i(\bar{x}) M_s;$$

$$\omega^2 = k_i / M_s;$$

$$(i = 1 \dots n)$$

m — погонная масса колонны; M_s — масса ударника; l, B — высота колонны и изгибная жесткость ее сечения.

Начальные условия для системы (9)

$$t=0 \quad T_1 = \dots T_n = \dot{T}_1 = \dots \dot{T}_n = \alpha = 0; \quad \dot{\alpha} = v_0 \quad (10)$$

Система (9) решается на ЭВМ; в простых случаях (например, для шарнирно-опертых колонн) возможен ручной счет. В результате могут быть получены прогибы (1), а также внутренние усилия

$$\left. \begin{aligned} M(x, t) &= -By'' - Ny; \\ Q(x, t) &= -By''' - Ny'. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Благодаря последним по известным формулам можно определить главные напряжения $\sigma_{1,2}$ у нейтральной оси, после чего момент образования первой трещины \bar{t} находим из условия

$$\sigma_{1,2}(x, t) = \sigma_{1,2}^d, \quad (12)$$

где $\sigma_{1,2}^d$ — предельное сжимающее динамическое напряжение в бетоне перед образованием наклонной микротрещины, которое рекомендуется определять по предложенной нами формуле, основанной на теории [3]

$$\sigma_{1,2}^d = \frac{k_{v,b} K_{11c}^d}{\rho G(\theta_0, \lambda)} \sqrt{\frac{2}{\pi D_m}}, \quad (13)$$

где K_{11c}^d — критический коэффициент интенсивности напряжений для интерфейса заполнителя и цементной матрицы [4]; ρ — отношение поверхности начальных микротрещин к общей поверхности интерфейса; D_m — эффективный диаметр максимального размера заполнителя в бетонной смеси; $\lambda = \sigma_2 / \sigma_1$; $\theta_0 = \arctg[\mu + \sqrt{\mu^2 + 1}]$ при $\mu = 0,6$; $G_m(\theta_0, \lambda) = (1 - \lambda) \sin \theta_0 \times \times \cos \theta_0 - \mu(\cos^2 \theta_0 + \lambda \sin^2 \theta_0)$; $k_{v,b}$ — коэффициент динамического упрочнения бетона при сжатии; для ударных нагружений

$$\left. \begin{aligned} K_{v,b} &= 1,212 + 0,0424 \lg \dot{\epsilon}_b \\ 10^{-5} &\leq \dot{\epsilon}_b \leq 1 \\ K_{v,b} &= 1,212 + 0,444 \lg \dot{\epsilon}_b \\ 1 &< \dot{\epsilon}_b \leq 10^2 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Система (9) будет справедлива до моментов времени \bar{t} или \bar{T} , когда прекращается контакт ударника с колонной. Значение \bar{t} можно установить из условия $P(\bar{T}) = 0$ или

$$\alpha(\bar{T}) = 0 \quad (15)$$

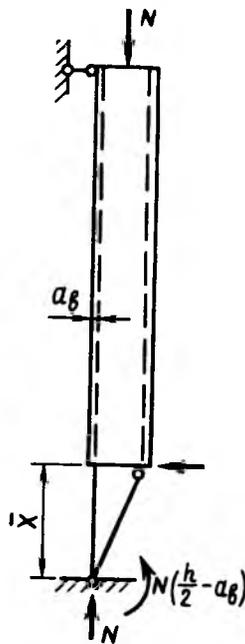


Рис. 2. Расчетная схема колонны после образования трещины

после чего необходимо рассмотреть свободное движение конструкции. Это можно сделать путем подстановки $\alpha = 0$ и исключения последнего уравнения в системе (9). При $t > \bar{t}$ наступает вторая стадия работы конструкции.

Стадия 2. Для описания поведения колонны в этом случае целесообразно представить конструкцию в виде механизма, показанного на рис. 2. Выражения для K , U и W в этом случае имеют вид

$$K = \frac{M_s \bar{\Delta}^2}{2} + \frac{m}{2} \left[\int (\dot{y}^I)^2 dx + (\dot{y}^{II})^2 dx \right] = \left[M_s + \frac{ml}{3} \right] \frac{\bar{\Delta}^2}{2}, \quad (16)$$

$$U = \frac{c_0 \bar{\Delta}^2}{2}, \quad (17)$$

$$W = N(h/2 - a_b) \bar{\Delta} / \bar{x}, \quad (18)$$

здесь $\bar{\Delta}$ — нормальное перемещение сечения под грузом $y^I = \bar{\Delta}x/\bar{x}$; $y^{II} = \bar{\Delta}(l - \bar{x}) \neq (l - x)$; c_0 — жесткость стержневой системы

$$c_0 = \frac{2abE_s A_s E''_b \sin^4 \beta}{\gamma [h_0 E_s A_s + 2ab(x - a) E''_b \sin^2 \beta \cos^2 \beta]} \quad (19)$$

E_s, A_s — модуль упругости и площадь сечения продольных стержней у тыльной по отношению к удару поверхности колонны; γ — коэффициент, характеризующий долю контактной силы, передаваемую на нижнюю опору; β — угол, составляемый наклонными трещинами с осью колонны.

Подставляя (16)–(18) в уравнение Лагранжа, получим уравнение движения

$$\ddot{\bar{\Delta}} + \omega_0^2 \bar{\Delta} = \Phi, \quad (20)$$

где

$$\omega_0^2 = c_0 / \left(M_s + \frac{ml}{3} \right);$$

$$\Phi = N(h/2 - a_b) / \bar{x} \left(M_s + \frac{ml}{3} \right);$$

a_b — защитный слой продольной арматуры.

Переноса отсчет времени в начало рассматриваемой стадии, получим исходные условия для (20) в виде

$$t=0 \quad \bar{\Delta} = \bar{\Delta}_0; \quad \dot{\bar{\Delta}} = \dot{\bar{\Delta}}_0, \quad (21)$$

где $\bar{\Delta}_0 = y(\bar{x}, \bar{t})$.

Для нахождения $\dot{\bar{\Delta}}_0$ примем во внимание данные опытов, согласно которым не реализованная к моменту $t = \bar{t}$ кинетическая энергия ударника переходит главным образом в энергию трещинообразования, после чего ударник продолжает движение вместе с конструкцией до ее остановки или разрушения. Таким образом, из условия баланса энергии

$$\frac{M_s}{2} \{ \alpha(\bar{t}) + \dot{y}(\bar{x}, t) \}^2 + \frac{m}{2} \int_0^l \dot{y}^2 dx = \left(M_s + \frac{ml}{3} \right) \frac{\dot{\bar{\Delta}}_0^2}{2} + U_{cr}, \quad (22)$$

где U_{cr} — энергия образования двух наклонных и нормальных трещин в сечении x . Эту величину можно определить, например, по [5].

Уравнение (20) примет вид

$$\ddot{\bar{\Delta}} = \frac{\Phi}{\omega_0^2} (1 - \cos \omega_0 t) + \frac{v_0}{\omega_0} \sin \omega_0 t. \quad (23)$$

Прочность системы определяется прочностью сжатого наклонного элемента и она будет обеспечена при выполнении условия

$$\sigma_1(t_{max}) = \frac{E''_b \Delta_{max}(t_{max})}{h_0 \sin^2 \beta} \leq k_{v,b} R_b. \quad (24)$$

Предложенная теория удовлетворительно согласуется с результатами экспериментов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Забегаяев А. В. Исследования железобетонных конструкций при интенсивных ударных воздействиях // Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 29–30.
- Забегаяев А. В. Местное деформирование железобетонных стержневых элементов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 4. — С. 38–39.
- Fanella D. A. Fracture and failure of concrete in Uniaxial and biaxial loading // Journal of Eng. Mech. — V. 116. — 1990. — № 11. — P. 2341–2362.
- Mindess S., Young I. Concrete. — Pergamon Press, 1981. — 680 p.
- Zelinsky A. I. Fracture of concrete under impact loading // Structural impact and crushworthiness. — V. 2. — London, 1984. — P. 654–665.

УДК 624.872.3

В. О. АЛМАЗОВ, д-р техн. наук, О. В. СТАРЧЕНКО, канд. техн. наук

Влажностные деформации бетона с добавками при циклических замораживаниях и оттаиваниях

В бетоне, подвергаемом циклическому замораживанию и оттаиванию, возникают значительные влажностные деформации расширения [1, 2], что приводит к появлению дополнительных усилий в статически неопределимых конструкциях, а также усилий в арматуре и бетоне железобетонных элементов. Влажностные деформации бетона влияют на работу элементов при длительных нагружениях. Процессы, протекающие при этом, вызваны, в основном, ползучестью бетона.

Известно, что характер работы бетона под нагрузкой зависит от масштабного фактора, определяемого как отношение площади открытой поверхности S , непосредственно подвергаемой воздействию внешней среды, к объему конструкции V . Его влияние необходимо учитывать при установлении влажностных деформаций. Для экспериментов использовали призмы размером $100 \times 100 \times 100$ и плиты размером $220 \times 220 \times 30$ мм, причем боковые поверхности призм и плос-

кости плит не гидроизолировали. Образцы изготовляли из бетона, имеющего соотношение цемента, песка и щебня 1:1, 2:2,2 с $V/C=0,32$. В бетонную смесь вводили комплексную добавку, состоящую из 0,7 % С-3 и 0,15 % ГКЖ-94. Образцы изготовляли из цемента Подольского завода с активностью 450. Крупными заполнителем служил гранитный щебень фракции 2...9 мм. Характеристики образцов и режимы приведены в табл. 1.

По условиям экспериментов образцы делились на три группы, состоящие из трех образцов каждого размера. Водонасыщение образцов начиналось в возрасте 120 сут.

В процессе замораживания измеряли длительные деформации индикаторами часового МИГ-1 с ценой деления 0,001 мм. Изменение влажности определяли взвешиванием. Водонасыщаемые образцы находились в течение 40 сут в воде. Режим соответствовал ускоренной методике испытаний бетона на морозостойкость при скорости цик-

лического замораживания и оттаивания 1 цикл/сут (табл. 2).

Методику экспериментального исследования влажностных деформаций бетона разработали в соответствии с указаниями [3]. Для повышения точности дополнительно измеряли температуру образцов хромель-копелевыми термопарами, расположенными в центре и по краю сечения образцов, заложенными при бетонировании и подключенными к прибору КСП-4.

После 30 циклов замораживания и оттаивания образцы выдерживали при положительной температуре 120 сут, затем циклы продолжались до 100. Во время выдерживания при положительной температуре водонасыщаемые образцы находились в воде.

В результате оценки экспериментальных данных методами математической статистики установлено среднее квадратическое отклонение опытных данных по замораживаемым образцам $S_r = \pm 6 \cdot 10^{-5}$, коэффициент вариации проведенных измерений $v = 11\%$. При положительной температуре $S_r = \pm 3,06 \cdot 10^{-5}$, $v = 7,4\%$. Следовательно, экспериментальные данные достоверны.

При разработке расчетных формул предполагали, что необходимым условием нарастания влажностных деформаций является увеличение влажности бетона. Поглощение влаги капиллярно-пористым телом при положительной температуре описывается экспериментальной трехпараметрической функцией [4]

$$\Delta W_t = \Delta W_{max} [1 - e^{-(\lambda t)^\alpha}], \quad (1)$$

где t — время; ΔW_t — водопоглощение стандартного образца за время t ; ΔW_{max} — максимальное водопоглощение образца; λ — средний размер пор; α — однородность пор по размерам.

Для аппроксимации увеличения влажности в условиях замораживания и оттаивания и при положительной температуре используют упрощенную форму выражения (1)

$$\Delta W_t = \Delta W_{max} (1 - e^{-kt}), \quad (2)$$

где k — опытный коэффициент.

Для установления изменения влажности предложены формулы, отражающие зависимость степени водонасыщения бетона от модуля открытой поверхности в исследованных интервалах изменения этих величин.

Таблица 1

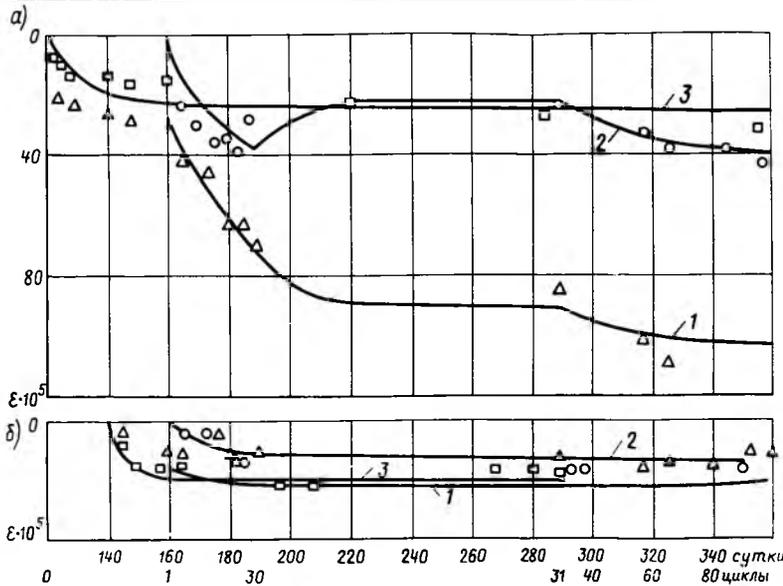
Режим	Влажность, %		S/V
	перед экспериментом	после эксперимента	
Циклическое замораживание и оттаивание с водонасыщением	5,01/5,54	5,46/5,74	0,40/0,67
То же без водонасыщения	3,83/3,64	4,23/4,09	0,40/0,67
Испытание в воде при 20 °С	3,60/3,60	5,00/5,00	0,40/0,67
Перед чертой — призмы, после черты — плиты			

Таблица 2

Параметры	Перед экспериментом		После выдерживания при 20 °С		После 100 циклов замораживания и оттаивания	
	в воздушно-сухом состоянии	после водонасыщения 6 сут	в воздушно-сухом состоянии	в воде	в воздушно-сухом состоянии	в водонасыщенном состоянии
R_b , МПа	57,0	53,6	59,0	65,2	70,2	61,2
$E \cdot 10^{-3}$, МПа	43,8	42,9	44,2	50,6	51,6	35,9

Параметры	При естественной влажности	В водонасыщенном состоянии	20 °С и в воде
S/V	0,40/0,67	0,40/0,67	0,40/0,67
S _r · 10 ³	7,80/2,65	15,40/3,50	5,00/3,24
, %	23,00/23,00	17,40/28,00	32,70/19,80

Перед чертой — расчетные значения, после черты — опытные.



Влажностные деформации при замораживаниях и оттаиваниях
 а — призмы; б — плиты; Экспериментальные значения: Δ — водонасыщение; О — естественная влажность; □ — 20 °С в воде; расчетные значения: 1 — водонасыщение; 2 — естественная влажность; 3 — 20 °С в воде

$$\left. \begin{aligned} &\text{При естественной влажности} \\ &\Delta W = \left(-2,037 \frac{S}{V} + 1,815 \right) \times \\ &\times \left[1 - e^{(0,2 \frac{S}{V} + 0,069)(t - \Delta t_s - t)} \right] \\ &\text{При водонасыщении} \\ &\Delta W = \left(-0,704 \frac{S}{V} + 0,672 \right) \times \\ &\times \left[1 - e^{(0,137 \frac{S}{V} - 0,12)(t - \Delta t_s - t)} \right] \end{aligned} \right\} (3)$$

где $\Delta t_s = t_s - \tau_s$; t_s — время перерыва замораживания и оттаивания (в данном случае $t_s \in [190; 310]$; τ_s — возраст бетона в момент начала этого перерыва; τ — возраст бетона в момент начала замораживания и оттаивания.

При положительной температуре и в воде изменение влажности аппроксимируется формулой

$$\Delta W = 1,43 \left[1 - e^{-0,081(t - \tau_1)} \right], \quad (4)$$

где τ_1 — возраст бетона в момент начала водонасыщения: для призм $\tau_1 = 120$, для плит $\tau_1 = 140$ сут.

Расчетная модель влажностных деформаций бетона, отражающая изменение режимов испытания, имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{sw} &= \epsilon_{sw}^{20^\circ C}; t \in [120; 160]; \\ \epsilon_{sw} &= \epsilon_{sw}^{20^\circ C} + \epsilon_{sw}^c; t \in [160; 190]; \\ \epsilon_{sw} &= \epsilon_{sw}^{20^\circ C} + \epsilon_{sw}^c + \\ &+ \epsilon_{sw}^{c_1+20^\circ C}; t \in [190; 380]. \end{aligned} \right\} (5)$$

Применение метода наименьших квадратов для установления зависимости ϵ_{sw} позволило связать влажностные деформации с изменением влажности.

$$\begin{aligned} &\text{При водонасыщении} \\ &\epsilon_{sw}^c = \left(-0,01711 \frac{S}{V} + 0,0089 \right) \Delta W^2 + \\ &+ \left(0,00015 \frac{S}{V} + 0,00063 \right) \Delta W - \\ &- 0,00033 \frac{S}{V} + 0,00013. \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} &\text{При естественной влажности} \\ &\epsilon_{sw}^c = \left(0,00569 \frac{S}{V} + 0,00359 \right) \Delta W^2 + \\ &+ \left(-0,00569 \frac{S}{V} + 0,00402 \right) \Delta W + \\ &+ 0,00004 \frac{S}{V} + 0,00002. \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} &\text{При } 20^\circ \text{C в воде} \\ &\epsilon_{sw}^{20^\circ C} = \left(-0,00019 \frac{S}{V} + \right. \\ &+ 0,00003 \left. \right) \Delta W^2 + \left(0,00011 \frac{S}{V} + \right. \\ &+ 0,0002 \left. \right) \Delta W + \\ &+ 0,00011 \frac{S}{V} - 0,00007, \end{aligned} \quad (8)$$

где ΔW определяют по зависимостям (3...5).

Влажностные деформации в перерыве замораживания и оттаивания (промежуток времени $t_s \in [190; 310]$) аппроксимировались следующими формулами:

$$\begin{aligned} &\text{для образцов с естественной влажностью} \\ &\epsilon_{sw}^{c_1+20^\circ C} = - \left(-3,704 \frac{S}{V} + 2,482 \right) \times \\ &\times 0,00015 \left[1 - e^{-0,081(t_s - \tau_s)} \right]; \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} &\text{для водонасыщаемых образцов} \\ &\epsilon_{sw}^{c_1+20^\circ C} = \left(-3,704 \frac{S}{V} + 2,482 \right) \times \\ &\times 0,0002 \left[1 - e^{-0,081(t_s - \tau_s)} \right]. \end{aligned} \quad (10)$$

Сравнение расчетных и экспериментальных значений (см. рисунок), а также статистических коэффициентов, показывающих степень совпадения расчетной модели с экспериментом (табл. 3), свидетельствуют о возможности использования полученных формул для определения влажностных деформаций бетона в условиях замораживания и оттаивания в зависимости от масштабного фактора и с учетом режимов эксплуатации.

Выводы

Изменение масштабного фактора приводит к изменению влажностных деформаций бетона, модифицированного добавками, подвергаемого циклическим замораживаниям и оттаиваниям.

Использование предложенных расчетных зависимостей позволяет установить влажностные деформации с учетом масштабного фактора, начальной влажности бетона с добавками С-3 и ГКЖ-94 и изменения влажности бетона в процессе циклического замораживания и оттаивания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Москвин В. М., Капкин М. М., Подвальный А. М. Стойкость бетона и железобетона при отрицательной температуре. — М.: Стройиздат, 1967. — 280 с.
2. Гончаров Л. А., Гладков В. С. Влияние напряжений сжатия на морозостойкость бетона // Бетон и железобетон. — 1981. — № 10. — С. 15—16.
3. Методические рекомендации по исследованию усадки и ползучести бетона. — М.: НИИЖБ, 1975. — 129 с.
4. Чернов А. В., Курочка П. И., Киреев Ю. И. Показатель удельной поверхности цементного камня и бетона // Бетон и железобетон. — 1987. — № 6. — С. 16—17.

УДК 69.025:666.982.24

Головин Н. Г., Набатников А. М. **Совершенствование армирования многпустотных плит перекрытий** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 5—6

Изложены предложения по унификации армирования и снижению материалоемкости многпустотных плит перекрытий. Разработана система автоматизированного проектирования многпустотных плит перекрытий с экономичным армированием. Ил. 1, табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.45

Айвазов Р. Л., Лапицкий И. В. **Сборное перекрытие, опертое по контуру и работающее с поперечным распором** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 7—9

Разработана и исследована конструкция сборного железобетонного перекрытия, опертого по контуру и работающего с конструктивным обеспеченным поперечным распором. Предложена методика расчета таких перекрытий. Приведен анализ экспериментальных исследований фрагмента сборного железобетонного перекрытия при различных схемах опирания.— Ил. 4, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.572.16

Баженов Ю. М., Аносова Г. В., Еворенко Г. И. **Повышение эффективности бетона добавкой модифицированных лигносульфонатов** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 10—11

Приведены результаты исследований влияния добавки СТ на физико-технические свойства бетона. Добавка СТ на основе модифицированных лигносульфонатов положительно действует на качество бетонной смеси и бетона. Промышленная проверка подтвердила эффективность СТ, что позволяет рекомендовать ее для применения при производстве конструкций из бетона и железобетона.— Табл. 3.

УДК 666.973:539.3

Орентлихер Л. П., Первушин Г. Н. **Влияние состава и структуры на трещиностойкость керамзитобетона** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 11—13

Рассмотрено влияние технологических факторов на трещиностойкость керамзитобетона, оцененную при равновесных механических испытаниях на трехточечный изгиб.— Табл. 1.

УДК 691.972

Калеев И. П., Алимов Л. А., Воронин В. В. **Перспективы повышения эффективности малоцебечных бетонов** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 13—15

Сформулированы теоретические положения о связи со свойствами бетонных смесей, процессом формирования структуры и свойствами малоцебечного бетона. Установлено, что малоцебечная смесь обладает лучшей формуемостью по сравнению с обычным бетоном той же подвижности. Учет реологических характеристик малоцебечных смесей при производстве железобетонных изделий ведет к снижению стоимости материалов при умеренном расходе цемента на 0,64 р/м³.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.972.124

Чистов Ю. Д. **Особенности технологии и свойства бетонов на мелких песках без крупного заполнителя** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 15—17

Описаны особенности технологии песчаного и ячеистого бетонов на основе мелких песков, позволяющей получать бетонные и железобетонные изделия с заданными свойствами. Разработанная и внедренная в производство технология неавтоклавных бетонов обеспечивает большой экономический эффект за счет использования местных некондиционных мелких песков и рекомендуется для широкого внедрения. Табл. 2.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 691.54.001.1

Быстротвердеющие композиционные гипсовые вяжущие, бетоны и изделия/В. Ф. Коровяков, А. В. Ферронская, Л. Д. Чумаков, С. В. Иванов // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 17—18.

Разработанная технология композиционных гипсовых вяжущих позволяет с использованием различных компонентов, применяя механическую активацию, получать водостойкие, долговечные и достаточно прочные вяжущие. Их можно применять для изготовления бетонов различного назначения, сухих смесей для саморазравнивающихся стяжек полов, штукатурных составов и смесей для монолитного строительства.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.572

Симоненко Л. И., Стамбулко В. И. **Суперпластификатор на основе полиэлектролитных комплексов** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 18—20.

Приведены результаты исследований разработанной добавки суперпластификатора ПК на основе полиэлектролитных комплексов, которая одновременно влияет на гидратацию цемента. Добавка положительно действует на качество бетонной смеси и бетона, повышает его соли- и морозостойкость.— Табл. 3.

УДК 666.033.14:621.396.669

Белоусов О. В., Мамбеталиев Н. Т. **Торкрет-технология радиопоглощающего бетона** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 20—21

Предложена технология получения радиопоглощающего бетона методом набрызга по сухому способу. Исследованы физико-механические и радиофизические свойства полученного бетона.— Ил. 1.

УДК 624.012.36

Фролов А. К., Кондратьев В. А., Башир Г. **Перераспределение усилий в неразрезных плитах покрытий** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 22—24

Приведены результаты теоретической оценки перераспределения усилий, происходящего в неразрезных плитных системах вследствие податливости стыковых соединений и изменения жесткости сечений в стадии эксплуатации. Дано сопоставление с результатами экспериментального исследования фрагмента диска покрытия размером 3×24 м, собранного из двух состыкованных между собой неразрезных плит размером 3×12 м с шагом опор 6 м.— Ил. 3.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 69.059.22

Байков В. Н. **Взаимосвязь диаграммы прочности двухосно сжатого бетона и характеристик $\sigma - \epsilon$ при одноосном сжатии и растяжении** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 24—26.

Рассмотрена возможность построения расчетным способом диаграммы прочности бетона при двухосном сжатии на основании раздельных характеристик деформативности стандартных призм с учетом ортогонального характера деформирования при одноосном сжатии и растяжении. Обосновано повышение сопротивления бетона при двухосном сжатии.— Ил. 3.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 624.075.23

Забегаяев А. В., Сизов Ю. В. **К расчету колонн на аварийные ударные воздействия** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 27—28

На основе экспериментальных данных, полученных авторами, получен метод расчета железобетонных колонн на действие поперечного резкого удара. Метод учитывает основные особенности деформирования (схему трещинообразования и разрушения, влияние скорости деформирования на прочностные свойства материалов и т. п.). Теоретические результаты удовлетворительно согласуются с экспериментальными.— Ил. 2.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.072.3

Алмазов В. О., Старченко О. В. **Влажностные деформации бетона с добавками при циклическом замораживании и оттаивании** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 11.— С. 29—30

Приведены экспериментальные данные исследования влажностных деформаций бетона с добавками ГКЖ-94 и С-3 в условиях циклического замораживания и оттаивания. Установлена зависимость влажностных деформаций бетона от масштабного фактора. Предложены расчетные формулы, позволяющие определять влажностные деформации бетона в зависимости от масштабного фактора и степени водонасыщения.— Ил. 1, табл. 3. Библиогр.: 4 назв.

CONTENTS

Popov N. N., Tcharyev M. Destruction of reinforced concrete beams with mixed reinforcement under dynamical loads
Golovin N. G., Nabatnikov A. M. Improvement of reinforcement of multi-voided slabs of overlappings
Ajvazov R. L., Lapitskyj I. V. Precast overlapping supported along contour and working with lateral thrust
Bazhenov Yu. M., Anosova G. V., Evorenko G. I. Increasing of efficiency of concrete by admixture of modified lignosulfonates
Orentlikher L. P., Pervushin G. N. Influence of composition and structure on crack-resistance of keramsite concrete
Kaleev I. P., Alimov L. A., Voronin V. V. Perspectives of increasing of efficiency of concrete with a low content of crushed stone
Tchistov Yu. D. Peculiarities of technology and properties of concrete on fine sands without a coarse aggregate
Korovjakov V. Ph., Pherronskaj A. V., Tchumakov L. D., Ivanov S. V. Quick-hardening composite gypsum binders, concretes and articles
Simonenko L. I., Stambulko V. I. Superplastisizer on the base of poly-electrolytic complexes
Belousov O. V., Mambetaliev N. T. Guniting technology of radioabsorbing concrete
Phrolov A. K., Kondratjev V. A., Bashir G. Redistribution of stresses in continuous covering slabs
Bajkov V. N. Interaction of diagram of bi-axially compressed concrete strength and characteristics $\sigma - \varepsilon$ under uniaxial compression and tension
Zabegaev A. V., Sizov Yu. V. Calculation of columns on average percussive actions
Almazov V. O., Startchenko O. V. Moisture deformation of concrete with admixtures under cyclic freezings-thawings

CONTENU

Popov N. N., Tcharyev M. La destruction des poutres en béton armé avec des armatures mixtes sous les charges dynamiques
Golovine N. G., Nabatnikov A. M. Le perfectionnement de renforcement des dalles des recouvrements à multi-vides
Aivazov R. L., Lapitsky I. V. Le recouvrement préfabriqué appuyé le long de contour et fonctionnant avec la poussée transversale
Bazhenov Yu. M., Anosova G. V., Evorenko G. I. L'augmentation de l'efficacité du béton par l'adjuvant de lignosulfonates modifiés
Orentlikher L. P., Pervouchine G. N. L'influence de la composition et de la structure sur la résistance à la fissuration du béton de kërámzite
Kalëev I. P., Alimov L. A., Voronine V. V. Les perspectives d'augmentation de l'efficacité des bétons faibles en pierre broyée
Tchistov Yu. D. Les particularités de la technologie et les propriétés des bétons sur les sables fins sans gros agrégat
Korovjakov V. Ph., Pherronskaja A. V., Tchoumakov L. D., Ivanov S. V. Les liants gypseux composés, les bétons et les produits à un durcissement rapide
Simonenko L. I., Stamboulko V. I. Le superplastifiant sur la base de complexes électrolytiques
Beloousov O. V., Mambetalijev N. T. La torcrete-technologie du béton radio-absorbant
Phrolov A. K., Kondratjev V. A., Bachar G. La redistribution des efforts dans les dalles continues des revêtements
Bajkov V. N. La corrélation du diagramme de la résistance du béton bi-axialement comprimé et des caractéristiques $\sigma - \varepsilon$ sous la compression mono-axiale et la tension
Zabegaev A. V., Sizov Yu. V. Le calcul des colonnes sur les actions percutantes provoquant les avaries
Almazov V. O., Startchenko O. V. Le déformations humides du béton avec des adjuvants sous les gels-dégels cycliques

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Манлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольт, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаятин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 10.10.91. Подписано в печать 17.10.91. Формат 60x90 1/8 Печать офсетная.
Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92.
Уч.-изд. л. 5,34 Тираж 10 214. Заказ 6394. Цена для индивидуальных подписчиков 80 к., цена для организаций — 1 р. 40 к.

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени
Чеховском полиграфическом комбинате
Государственной ассоциации предприятий, объединений и организаций
полиграфической промышленности «АСПОЛ»

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика»
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru



НОВОСИБИРСКОЕ ЭКБ
АССОЦИАЦИИ

«РОСУРАЛСИБСТРОЙ»

**предлагает заводам стройиндустрии
разработки эффективных
преднапряженных конструкций**

АРОЧНЫЕ РЕШЕТЧАТЫЕ БАЛКИ ПРОЛЕТАМИ 12 И 18 м

По сравнению с двускатными балками типа БДР экономия бетона составляет 13...25 %, арматурной стали 15...34 %. Арочные балки изготавливают из бетона более низких классов, в них намного меньше арматурных изделий. Почти полностью исключены трудоемкие вязальные работы.

ТРЕХГРАННЫЕ ОПОРЫ НАРУЖНОГО ОСВЕЩЕНИЯ

Совмещают изящность центрифугированных опор с простотой вибрационной технологии. Новые опоры имеют вдвое меньший расход стали, бетон более низких классов и простейшее армирование. Выполняются в двух вариантах: для кабельной и воздушной подводки питания.

ПРЕДНАПРЯЖЕННЫЕ БОРТОВЫЕ КАМНИ ДЛИНОЙ 6 м

Изготовить и уложить в обрамление дорог один 6-метровый камень проще и дешевле, чем два типовых 3-метровых. Заодно можно в 2...3,5 раза сократить расход арматуры. Армирование на выбор: один стержень, натягиваемый механическим способом, или две проволоки, натягиваемые грузовой установкой, — проще некуда.

РЕБРИСТЫЕ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Не нужно никакой переделки форм, оснастки и технологии, чтобы в обычных типовых плитах размерами 3×12 и 1,5×12 м сэкономить до 39 кг стали, а размером 3×6 м — до 15 кг стали на 1 м³ изделий и сократить при этом число напрягаемых стержней.

БАЛКИ ПОКРЫТИЙ ПРОЛОТОМ 12 м

В типовых балках для плоской и односкатной кровли типа БСП или БСО принят бетон классов В45...В50 (марок М600...М700). На сегодня — это вещь мало-реальная. Переработанная конструкция позволяет обойтись бетоном класса не выше В40 (марки М500) и за счет смешанного армирования сэкономить от 20 до 80 кг стали и 1 м² изделий.

ЭКБ оказывает предприятиям оперативную техническую помощь в самом широком диапазоне — от передачи технической документации до проведения испытаний и отработки серийной технологии.

**УСЛУГАМИ ЭКБ УЖЕ УСПЕШНО ВОСПОЛЬЗОВАЛИСЬ
ДЕСЯТКИ ЗАВОДОВ СТРАНЫ.**

Наш адрес: 630076, Новосибирск, ул. Фрунзе, 2а
Телефоны: 21-88-09, 21-88-48.

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ДИСПЕРСНЫХ МАТЕРИАЛОВ
«РАПИД»

предлагает специалистам

ОРИГИНАЛЬНЫЕ ПРИКЛАДНЫЕ
ПРОГРАММЫ

ДЛЯ ПРОГРАММИРУЕМЫХ
МИКРОКАЛЬКУЛЯТОРОВ И ЭВМ

SELECT	— расчет номинальных составов бетонных смесей
CORRECT1	— корректирование номинальных составов тяжелых бетонов с учетом качества исходных компонентов
CORRECT2	— корректирование номинальных режимов изготовления конструкций из тяжелых бетонов с учетом качества исходных компонентов
CORRECT3	— корректирование номинальных режимов и составов тяжелых бетонов с учетом качества исходных компонентов и минимизацией денежных затрат
TARIR	— построение тарифовочных зависимостей, графиков и таблиц для косвенных методов испытаний
MAGAZINE	— универсальный журнал для строительной лаборатории



Адрес: 630008, Новосибирск, а/я 47
Телефон: (8 383 2) 66 16 64
Телетайп: 637036 СКРИП