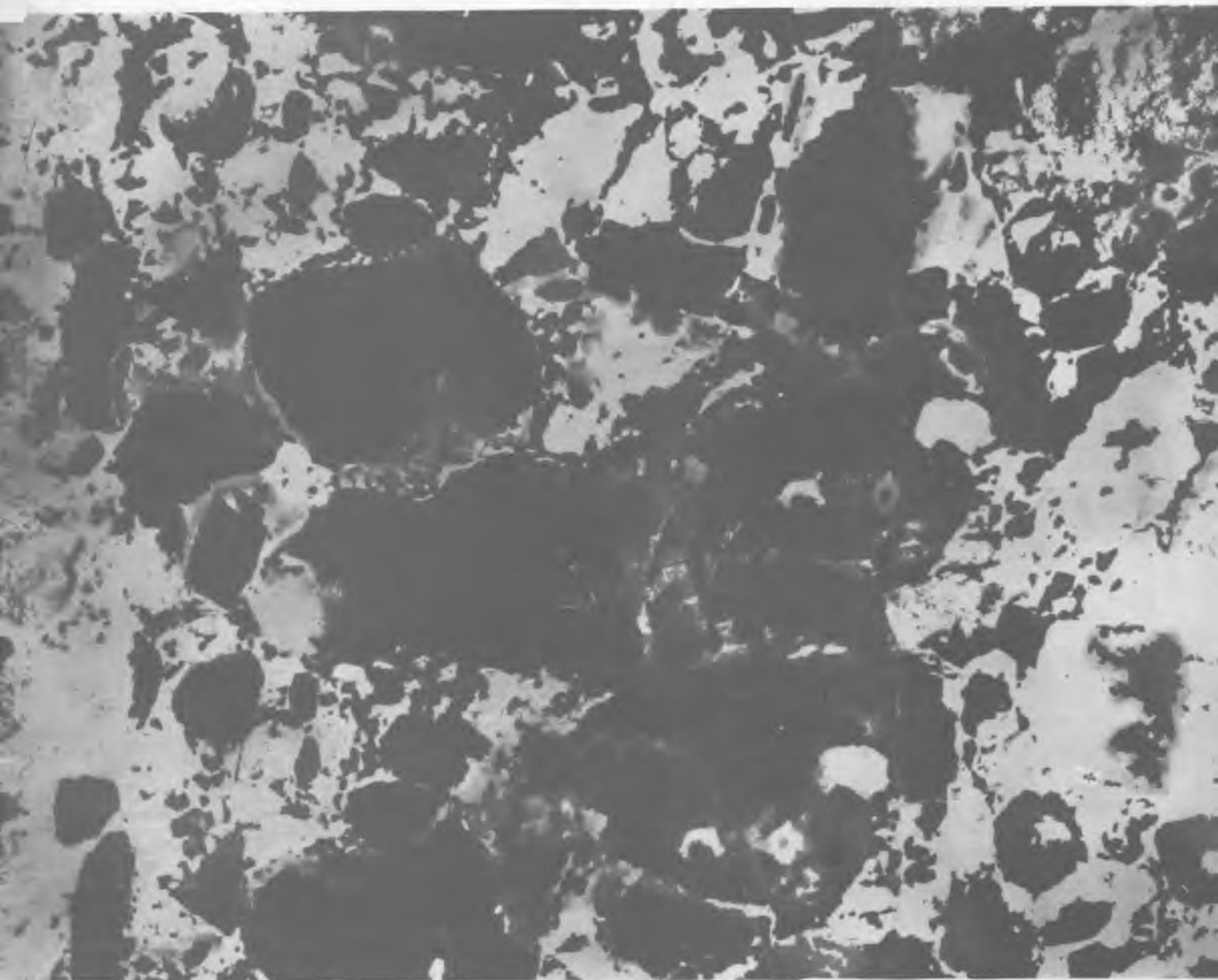


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5
2004





НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ

ИНТЕРПРИБОР

ПРОИЗВОДСТВО И РАЗРАБОТКА СОВРЕМЕННЫХ МАЛОГАБАРИТНЫХ
ПРИБОРОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

☉ **ПУЛЬСАР-1.1** - прибор ультразвуковой. Измерение прочности строительных материалов (ГОСТ 17624 и ГОСТ 24332), дефектоскопия, режим измерения поверхностных трещин

ОНИКС-2.5 - измеритель прочности бетона по ударному импульсу и отскоку (ГОСТ 22690), 1...100 МПа

☉ **ОНИКС-ОС** - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием (ГОСТ 22690), 5...100 МПа, масса прибора 4 кг

☉ **ПОИСК-2.5** - измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904)

ВИБРАН-1.1 - виброанализатор, 1...1000 Гц, 27...256 линий спектра

ВИСТ-2.3 - виброметр, диапазон частоты 2...500 Гц, амплитуды 0,01...3 мм, среднеквадратичной виброскорости 0,1...500 мм/с

ИНК-2.3 - измеритель напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362), 120...1700 МПа, автоматический расчет требуемого удлинения арматуры

☉ **МИТ-1** - измеритель теплопроводности методом теплового зонда (ГОСТ 30256), 0,025...2 Вт/м²К

ИТС-1 - измеритель теплопроводности методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076), 0,02...1,5 Вт/м²К

☉ **ВИМС-1.1** - влагомер универсальный: песок, глина, бетон, древесина - более 20 материалов, ГОСТ 21718

ВИМС-1.01 - влагомер для бетона, кирпича, цементной стяжки, древесины - более 20 материалов, ГОСТ 21718

ВИМС-1.02 - влагомер древесины: более 10 пород древесины, ГОСТ 16588



РТМ-5 - система автоматического управления термообработкой бетона, 8 каналов, по индивидуальным режимам, автоматически ведется журнал пропарки

ТЕРЕМ-4 - многоканальный регистратор, 8...256 каналов. Области применения:

- регистрация процессов электропрогрева бетона;
- измерение сопротивления теплопередаче строительных конструкций;
- мониторинг раскрытия трещин зданий и сооружений;
- др. (измерение температуры, влажности, давления, механических напряжений, теплового потока, перемещений)

Все приборы имеют:
- простое и удобное меню;
- память результатов измерений с фиксацией времени и даты измерений;
- связь с компьютером и специальные программы для их дальнейшей обработки и архивации.

Приборы выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором сервисных функций и ценой (при сохранении метрологических характеристик).

ВДЛ-5М - определение поверхностных трещин на металлических поверхностях

ТЕМП-3 - термометры (измерение температур жидких, газообразных, текучих сред, контактное измерение температуры поверхностей, -55...+125...+600 °С), и термогигрометры (диапазон влажности 0...100%)

☉ **ТЕРЕМ-3**

РТВ-2, РТ-2 - терморегистраторы и терморегуляторы

Приборы сертифицированы. Приборы, отмеченные знаком ☉ занесены в Государственный реестр средств измерений

454080, Челябинск-80, а/я 12771 т./ф: (3512) 655-638, 608-742
E-mail: carat@chel.surnet.ru http://www.interpribor.ru

г. Москва НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13
(095) 789-28-50
г. Санкт-Петербург тел. (812) 998-45-86
(812) 318-64-96

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

<i>ЗВЕЗДОВ А.И., ТАМОВ М.Ч.</i> Применение энергоэффективного заполнителя в бетонах	2
<i>ФИЛИКМАН В.Р., СОРОКИН Ю.В., КАЛАШНИКОВ О.О.</i> Строительно-технические свойства особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов	5
<i>КУБАНЕЙШВИЛИ А.С., ПИРАДОВ А.Б., ЮРЯТИН А.М.</i> Физико-механические свойства бетона, твердеющего под давлением в замкнутом пространстве	11
<i>ИЗОТОВ Ю.Л., ИЗОТОВА Т.Ю.</i> К вопросу о деформативности бетона	14
<i>ЛУКУТЦОВА Н.П.</i> О содержании естественных радионуклидов в бетоне	16

АРМАТУРА

<i>ТИХОНОВ И.Н., МЕШКОВ В.З., СУДАКОВ Г.Н.</i> Эффективная стержневая арматура для железобетонных конструкций	18
---	----

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

<i>ТУРУКАЛОВ Б.Ф., ТАИНГ Б.</i> К вопросу о расчете стержневых железобетонных элементов с учетом полных диаграмм деформирования материалов	23
<i>ИВАНОВ А.</i> Особенности расчета колонн многоэтажных монолитных зданий с учетом продольного изгиба	27

ИНФОРМАЦИЯ

II-я Всероссийская конференция по бетону и железобетону	30
---	----

А.И.ЗВЕЗДОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); М.Ч.ТАМОВ, канд. техн. наук (ООО «Черкесский керамзитовый завод»)

Применение энергоэффективного заполнителя в бетонах

Получение высококачественного керамзитового гравия путем формирования малодефектной ячеистой структуры в процессе механической и термической обработки глины связано с более эффективным использованием её потенциальных возможностей на основе углубленного представления о механизме его производства.

Экспериментальные данные о влиянии минералогического состава, температурно-временных и других технологических факторов на физико-технические показатели керамзитового гравия [1-2] позволили произвести оптимизацию технологического процесса производства, включающую:

увеличение пластической прочности сырцовых гранул за счет дополнительной гомогенизации сырья;

повышение качества опудривания со снижением расхода опудривающего материала благодаря применению нового способа опудривания;

повышение эффективности утилизации тепла отходящих горячих газов из печи путем их использования для обогрева бункера накопителя гранул и внедрения новой конструкции термоподготовителя;

разработку нового способа получения керамзита и обжиговой печи для его реализации [3-4], заключающуюся в предварительной тепловой подготовке сыр-

Таблица 1

Строительно-технические свойства керамзитового гравия

Свойства	Фракция, мм		ГОСТ 9757
	5-10	10-20	
Средняя насыпная плотность, кг/м ³	350	250	350/250
Истинная плотность, г/см ³	2,35	2,34	—
Объем межзерновых пустот, %	37,2	39,7	—
Пористость зерен, %	73,1	82,3	—
Содержание расколотых зерен в гравии, не более, %	4,36	5,23	10
Коэффициент формы зерен, не более, %	1,67	1,8	2,5
Прочность в цилиндре, МПа	1,72	0,8	0,6-1,2
Влажность, %	9,2	9,2	22
Водопоглощение за 1 ч, %	18	22	25
Морозостойкость (потеря массы после 15 циклов попеременного замораживания и оттаивания):			
при опудривании пылью с электрофильтров цементных заводов	1,6		8
при опудривании пылью — известковой мукой	7,8		8
Содержание стеклофазы, %	91	96	—
Коэффициент теплопроводности	0,076	0,061	—
Потери массы крупного заполнителя при кипячении, %	1,6	2,8	5

Таблица 2

Составы и свойства теплоизоляционного керамзитобетона

Наименование	Марка керамзитобетона		
	15	25	35
Керамзитовый гравий фр. 10–20 мм:			
насыпная плотность, кг/м ³	245	245	245
прочность, МПа	1	1	1
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:			
керамзитовый гравий	295	295	295
цемент М400	100	140	180
вода	50	65	85
С=3, %	0,2	0,2	0,2
Плотность, кг/м ³ :			
бетонной смеси	445	500	560
высушенного бетона	398	450	495
Прочность керамзитобетона, МПа	2,4	3,7	5,1
Фактическая марка	25	35	50
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С	0,089	0,095	0,1
Расчетный коэффициент теплопроводности по условиям эксплуатации, Вт/м °С:			
А	0,10	0,11	0,13
В	0,11	0,12	0,13

Таблица 3

**Составы и физико-технические свойства
конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона**

Наименование	Марка керамзитобетона		
	50	75	100
Керамзитовый гравий фр. 10–20 мм:			
насыпная плотность, кг/м ³	300	300	350
прочность, МПа	1,35	1,35	1,75
Керамзитовый песок фр. 0–2,5 мм.			
насыпная плотность, кг/м ³	385	385	385
прочность, МПа	2,25	2,25	3,0
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:			
керамзитовый гравий	300	300	340
керамзитовый песок	150	150	170
цемент М400	200	220	250
вода	145	180	200
С–3, %	0,2	0,2	0,25
Плотность, кг/м ³ :			
бетонной смеси	790	850	955
высушенного бетона	695	725	810
Прочность керамзитобетона, МПа	5,7	8,0	11,2
Фактическая марка	50	75	100
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С	0,115	0,133	0,142
Расчетный коэффициент теплопро- водности по условиям эксплуата- ции, Вт/м °С:			
А	0,13	0,15	0,16
В	0,15	0,17	0,18

Таблица 5

**Состав высокопрочного керамзитобетона
на плотном песке**

Наименование	Марка керамзитобетона
	500
Керамзитовый гравий фр. 2,5–10 мм:	
насыпная плотность, кг/м ³	485
прочность, МПа	31,5
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:	
керамзитовый гравий	425
МК	50
песок речной	145
цемент М400	510
вода	230
С–3, %	1
О.К., см	16
Плотность, кг/м ³ :	
бетонной смеси	1368
высушенного бетона	1180
В/Ц	0,45
Прочность керамзитобетона, МПа:	
1 сут. ест. тв. в н.у.	162
2 сут. ест. тв. в н.у.	213
7 сут. ест. тв. в н.у.	318
28 сут. ест. тв. в н.у.	393
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С	0,415
Расчетный коэффициент теплопроводности по условиям эксплуатации, Вт/м °С:	
А	0,49
В	0,56

Таблица 4

**Состав и свойства конструкционного керамзитобетона
на плотном и пористом песках**

Наименование	Марка керамзитобетона		
	150	200	300
Керамзитовый гравий фр. 10–20 мм:			
насыпная плотность, кг/м ³	380	380	380
прочность, МПа	18,7	18,7	18,7
Керамзитовый песок фр. 0–2,5 мм:			
насыпная плотность, кг/м ³	460	460	460
Прочность, МПа	23,2	23,2	23,2
Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг:			
керамзитовый гравий	140	170	180
керамзитовый песок	220	250	240
песок речной	120	200	220
цемент М400	296	360	405
вода	180	220	225
С–3, %	1,0	0,8	0,74
О.К., см	11	15	16
Плотность, кг/м ³ :			
бетонной смеси	1320	1410	1700
высушенного бетона	1160	1225	1490
В/Ц	0,61	0,61	0,54
Прочность керамзитобетона, МПа:			
после ТВО	111	183	223
7 сут. ест. тв. в н.у.	102	165	198
28 сут. ест. тв. в н.у.	152	220	296
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С	0,285	0,365	0,485
Расчетный коэффициент теплопро- водности по условиям эксплуата- ции, Вт/м °С:			
А	0,34	0,42	0,56
В	0,38	0,49	0,65

цовой гранулы, резком термическом ее вспучивании с последующим отжигом;

использование трехступенчатого охлаждения в холодильнике новой конструкции.

Внедрением перечисленных технических и технологических решений достигнуто снижение расхода топлива до 60 кг у.т. и электроэнергии до 15 кВт·ч на 1 м³ керамзитового гравия, т.е. повышена энергоэффективность производства.

Основные строительно-технические свойства энергоэффективного керамзитового гравия приведены в табл. 1.

Прочность керамзитового гравия повышается с увеличением его насыпной плотности (рис. 1).

Коэффициент теплопроводности керамзитового гравия снижается с увеличением содержания аморфной составляющей (рис. 2).

С использованием энергоэффективного пористо-керамического заполнителя – керамзита выполнены под-

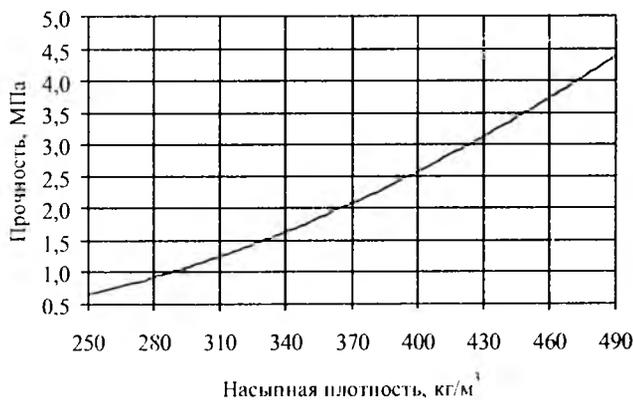


Рис. 1. Зависимость прочности керамзитового гравия от его насыпной плотности ($Y = 0,4292 + 0,193X + 0,0278X^2$, $R = 0,97$)

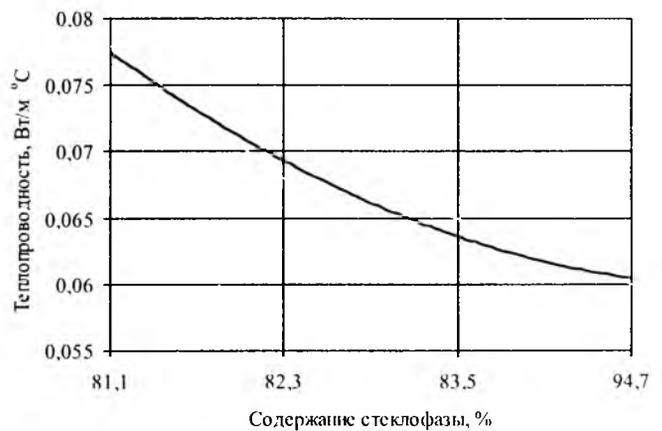


Рис. 2. Зависимость теплопроводности от содержания стеклофазы ($Y = 3,104 - 6,82 \cdot 10^{-2}X + 3,81 \cdot 10^{-4}X^2$; $R = 0,97$)

бор составов теплоизоляционных, конструкционно-теплоизоляционных и конструктивных бетонов, определены их основные физико-технические свойства (табл. 2-5).

Эффективный пористокерамический наполнитель Черкесского керамзитового завода используется в строительстве на юге России.

Микроскопическими исследованиями с увеличением в 10-70 раз изучена контактная зона скола конструкционного керамзитобетона М400 на границе цементно-песчаной матрицы и зерна керамзита. При этом установлено, что при оптимальном водоцементном отношении ($B/C=0,45$) и предварительно увлажненном наполнителе контактная зона достаточно плотная, без дефектов и микротрещин.

Библиографический список

1. Тамов М.Ч. Органические и минеральные добавки в производстве пористых заполнителей и пористокерамических элементов. Материалы научно-практической конференции молодых ученых и специалистов в области бетона и железобетона. Тезисы докладов. – М. – 1998. – С. 64-67.
2. Тамов М.Ч. Моделирование кинетики вспучивания пористой керамики// Строительные материалы. – 2001. – № 10. – С. 26.
3. Тамов М.Ч. Патент РФ на изобретение № 2210042 Вращающаяся печь. – Б.И. – 2003. – № 22.
4. Тамов М.Ч. Патент РФ на изобретение № 2211816 Способ получения керамзита. – Б.И. – 2003. – № 25.

В АНО «Секция «Строительство» Российской инженерной академии» можно приобрести книгу:

«Системные подходы к определению цен и управление стоимостью в строительстве». Справочное пособие с методиками и примерами расчетов. Авторы: академик РИА и МАИЭС, д.т.н., проф. Резниченко В.С. и инженер-экономист Ленинцев Н.Н.

В книге изложены:

- ♦ проблемы ценообразования в строительном комплексе Российской Федерации;
- ♦ организационно-экономические направления снижения стоимости строительства;
- ♦ зарубежный опыт ценообразования в строительстве;
- ♦ порядок разработки сметной документации в современных экономических условиях;
- ♦ содержание и пути совершенствования сметной нормативной базы;
- ♦ методика прогнозной оценки стоимости строительства в текущих ценах;

- ♦ методики формирования смет с применением ресурсного, ресурсно-индексного и ресурсно-ранжирного методов;
- ♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости материальных ресурсов;
- ♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости эксплуатации строительных машин и механизмов;
- ♦ рекомендации по совершенствованию методов оценки оплаты труда рабочих;
- ♦ рекомендации по оценке затрат на содержание службы заказчика;
- ♦ программные комплексы по оценке стоимости строительства.

Объем книги – 465 стр., книга издана ограниченным тиражом.

Контактные телефоны: (095) 174-75-67, 174-75-80, 171-43-74

Строительно-технические свойства особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов

Сформулированная в 80-90 гг. прошлого века концепция высококачественных бетонов (НРС) определила требования к бетонам, сочетающим оптимальные для конкретных условий эксплуатации показатели физико-механических свойств и долговечности, в том числе к бетонам с повышенными прочностными характеристиками (100 МПа и более), разработка которых стала одним из основных достижений строительного материаловедения на рубеже третьего тысячелетия [1, 2].

В рамках реализации этой концепции разработаны составы, технология изготовления и применения высокопрочных быстротвердеющих бетонов [3], предусматривающая использование композиционных вяжущих, получаемых по технологии «внутреннего помола» («intergrinding» — IG) и «внутреннего смешивания» («interblending» — IB) на основе алитовых высокоалюминатных портландцементов (содержание C_3S — 55-66%, C_3A — 12-15%, суммарное содержание C_3A+C_4AF — 15-20%). В качестве минеральных добавок в составе вяжущих использовались такие тонкодисперсные компоненты, как микрокремнезем и метакаолин. Полученные вяжущие характеризовались активностью 80-100 МПа и более при ранней (1-3 сут естественного твердения) прочности на уровне 50-70 МПа. Их применение в высокоподвижных бетонных смесях обеспечило получение тяжелых и мелкозернистых бетонов прочностью 70-140 МПа (в зависимости от состава) и с высокими темпами твердения.

Вместе с тем, применение высокоалюминатных цементов, повышенное содержание тонкодисперсных компонентов (включая цемент, минеральные добавки и наполнители), а также высокая подвижность бетонных смесей, особенно в сочетании с ограниченной крупностью заполнителя (вплоть до использования мелкозернистых бетонов), не

могут не вызывать опасений относительно их физико-механических свойств, деформативности и долговечности.

Для практической оценки рисков, связанных с этими обстоятельствами, проведены исследования по изучению строительно-технических свойств особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов, в том числе показателей их физико-механических свойств (призменной прочности, прочности на растяжение, начального модуля упругости) в сопоставлении с уровнем нормативных значений СНиП 2.03.01-84*. В качестве объектов исследований были выбраны бетоны с прочностью при сжатии не менее 50 МПа в возрасте 1 сут и не менее 80 МПа в возрасте 28 сут естественного твердения, приготовленные из бетонных смесей с подвижностью в пределах марок П4 — П5 по ГОСТ 7473-94. Так как принятое в мировой строительной практике понятие высококачественных бетонов обобщает весь комплекс строительно-технических свойств, включая долговечность, были также исследованы собственные деформации бетонов в условиях естественного твердения, характеристики их поровой структуры, морозостойкость и водонепроницаемость.

Эксперименты проводились в составах, принятых на основании ранее выполненных исследований, при различных видах и вариантах приготовления вяжущих, видах заполнителя, химических и тонкомолотых добавок, отражающих возможности технологии.

Методики проведения экспериментов соответствовали действующим стандартам, в том числе свойства бетонных смесей определяли по ГОСТ 10181-95, прочность — по ГОСТ 10180-91, призменную прочность и начальный модуль упругости — по ГОСТ 24452-80, морозостойкость — по ГОСТ 10060.2-95, усадку — по ГОСТ 24544-81*, водо-

поглощение и показатели пористости — по ГОСТ 12730.3-78...ГОСТ 12740.4-78, водонепроницаемость — по ГОСТ 12730.5-84, характеристики вяжущих и цементов — по ГОСТ 310.1-76 ... ГОСТ 310.3-76, ГОСТ 310.4-81 и ТУ 5744-002-00369171-97 [4].

Условия приготовления композиционных вяжущих предусматривали механохимическую активацию компонентов, обеспечивающую снижение их водопотребности, в связи с чем и в соответствии со сложившейся практикой для обозначения вяжущих, получаемых по технологии «внутреннего помола», использовалась аббревиатура ВНВ (вяжущее низкой водопотребности) [5] с указанием процентного содержания клинкерного компонента (например, ВНВ-80, ВНВ-90, ВНВ-100), а для обозначения вяжущих, получаемых по технологии «внутреннего смешивания», — аббревиатура ККВ (комплексные композиционные вяжущие).

Приготовление ККВ заключалось в тщательном механическом перемешивании (без помола) предварительно измельченного (механоактивированного) клинкерного цемента с тонкодисперсной минеральной добавкой — микрокремнеземом. Для ВНВ -композиционных вяжущих «внутреннего помола» (IG) — предусматривалась совместная механохимическая активация клинкерного цемента и микрокремнезема. Наряду с составами на композиционных вяжущих испытывались составы бетона на исходном портландцементе марки 600, а также на чистоклинкерном механоактивированном вяжущем (ВНВ-100). Для компенсации увеличения водопотребности смеси на вяжущих «внутреннего смешивания» при затворении дополнительно вводили суперпластификаторы: С-3 или Полиэл-2 на поликарбоксилатной основе [6]. Испытания проводили как на тяжелых, так и на мелкозернистых бето-

Составы бетонов для определения физико-механических свойств

№№ составов	Условия приготовления вяжущих	Вид вяжущего	Состав бетонной смеси, кг/м ³						Вид и дозировка добавки, % массы вяжущего	В/Вяз
			Вяжущее	Микрокремнезем	Маршаллит	Песок	Щебень	Вода		
1	IG	ВНВ-100	621	—	—	680	1026	152	—	0,245
2	IB	ККВ-90	581 + 57	—	—	640	960	150	—	0,235
3	IB	ККВ-90	584 + 59	—	—	643	965	147	С-3 (0,4%)	0,23
4	IG	ВНВ-90 ¹	460 + 46	—	—	649	1309	144	—	0,285
5	IG	ВНВ-90 ²	538 + 54	—	—	549	1279	152	—	0,26
6	IB	ПЦ-600	570 + 58	—	—	628	942	173	С-3 (1%)	0,28
7	IB	ПЦ-600	449 + 135	—	193	1273 ³	—	219	С-3 (1,5%)	0,38
8	IB	ПЦ-600	456 + 139	—	196	1293 ³	—	172	Полиэл-2 (1,0%)	0,29
9	IG	ВНВ-100	518	—	—	1554	—	168	—	0,32
10	IB	ККВ-80	456 + 137	—	96	1292 ³	—	179	С-3 (0,9%)	0,30

Примечания: 1 — вяжущее «внутреннего помола» (IG) с ускоренным структурообразованием; 2 — то же, с замедленным структурообразованием; 3 — песок крупный двухфракционный (30% фр. 0,315-1,25 мм, 70% фр. 2,5-5 мм)

нах с использованием в качестве заполнителя кварцевого песка с $M_k=2,63$, крупного двухфракционного песка и гранитного щебня фракции 5-10 мм.

Проведенные испытания показали (табл. 1), что практически все разработанные составы бетонов удовлетворяют поставленным требованиям по прочности и темпам твердения. Для тяжелых бетонов на композиционных вяжущих (составы 1, 2, 3 и 4) значения прочности в возрасте 1 сут нормального твердения во всех случаях существенно превысили 50 МПа и составили 74-82,5 МПа, в возрасте 28 сут — 103-125,3 МПа. Для бетона на портландцементе марки 600 состав 6 в возрасте 1 сут обеспечил прочность на уровне 50,8 МПа, в возрасте 28 сут — 104 МПа. Заданному значению ранней прочности несколько уступает прочность бетона состава 5 на вяжущем «внутреннего помола» с замедленным структурообразованием, необходимым при растянутых сроках бетонирования для формирования бездефектной структуры в массивных конструкциях, но и в этом случае в возрасте 28 сут достигается уровень прочности около 120 МПа.

Сопоставление составов и результатов испытаний тяжелого бетона позволяет сделать вывод об определенных преимуществах применения вяжущих «внутреннего помола».

Действительно, для них характерна наибольшая плотность бетонных смесей, несмотря на близкую к остальным составам водопотребность, что может быть связано с более полным внедрением высокодисперсных частиц микрокремнезема в поверхностные поры и дефекты клинкерных зерен в процессе совместной механохимической активации. При этом прочность на уровне 77-90 МПа в возрасте 1-3 сут и 108-114 МПа в возрасте 7-28 сут обеспечивается при расходе вяжущего «внутреннего помола» (состав 4) около 500 кг/м³, считая суммарный расход клинкерного цемента и микрокремнезема, тогда как расход вяжущего в других составах с со-

поставимыми показателями прочности достигает 621-643 кг/м³ и, кроме того, требует дополнительного введения суперпластификатора при затворении (составы 1-3).

Для мелкозернистых бетонов на исходном портландцементе марки 600 с добавкой микрокремнезема (составы 7 и 8, «внутреннее смешивание») характерны относительно невысокие значения ранней прочности, которая достигает заданного значения 50 МПа в возрасте 2 сут при использовании добавки Полиэл-2 и в возрасте 3 сут при использовании добавки С-3. Это может быть связано с повышенным водосодержанием бетонных смесей, обусловленным высоким расходом тонко-

Таблица 2

Свойства бетонных смесей, темпы твердения и прочность бетонов

Состав бетона по табл. 1	ОК, см	Плотность бетонной смеси, кг/м ³	Воздуховлечение, %	Прочность при сжатии, МПа, в возрасте, сут				
				1	2	3	7	28
1	25,5	2479	2,1	75,8	91,0	94,0	97,5	103,0
2	23,0	2388	4,2	74,0	85,0	94,5	99,0	121,3
3	24,0	2398	2,5	82,5	90,0	104,5	106,0	125,3
4	21,0	2608	2,1	77,4	90,2	91,0	108,0	114,0
5	21,5	2572	2,3	48,0	69,9	79,7	85,5	119,6
6	20,5	2371	3,3	50,6	70,0	75,0	90,0	104,0
7	14,0	2269	5,7	34,5	47,0	50,4	76,0	92,3
8	14,5	2256	17	37,3	52,5	65,3	87,5	98,0
9	17,0	2240	10	50,8	55,0	60,5	64,5	75,5
10	14,0	2260	5	59,5	68,0	80,0	94,5	103,0

дисперсного компонента, включая вяжущее и молотый кварцевый песок — маршаллит. Значения 28-суточной прочности превышают 90 МПа, а при использовании добавки Полиэл-2 практически достигают 100 МПа.

Для мелкозернистого бетона на композиционном вяжущем «внутреннего смешивания» (состав 10) при близком расходе материалов и характеристиках бетонной смеси в возрасте 1 и 28 сут обеспечивается прочность 59,5 и 103 МПа, соответственно. Заданное значение ранней прочности достигается и для бетона на чистоклинкерном механоактивированном вяжущем (состав 9), однако в этом случае 28-суточная прочность не превышает 75,5 МПа, что может быть связано с пониженным, по сравнению с другими мелкозернистыми бетонами, расходом вяжущего и отсутствием добавок микрокремнезема и суперпластификатора.

Таким образом, совокупность приведенных в табл. 1 данных свидетельствует о многообразии подходов к получению особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов. В общем виде можно сделать вывод об определенных преимуществах, при прочих равных условиях, механоактивированных композиционных вяжущих «внутреннего помола» по отношению к композиционным вяжущим «внутреннего смешивания», а их, в свою очередь, по отношению к традиционным неактивированным цементам, даже при использовании последних в сочетании с микрокремнеземом в виде вяжущих «внутреннего смешивания».

Так как прочность большинства приведенных составов удовлетворяет заданным требованиям, были проведены испытания по определению комплекса физико-механических свойств всех бетонов и их сопоставление с нормативными показателями.

Данные, представленные на рис. 1-4, показывают, что экспериментальные значения, относящиеся к различным показателям физико-механических свойств, соответствуют уровню нормативных значений для бетонов соответствующих классов по прочности или обобщенным зависимостям для высокопроч-

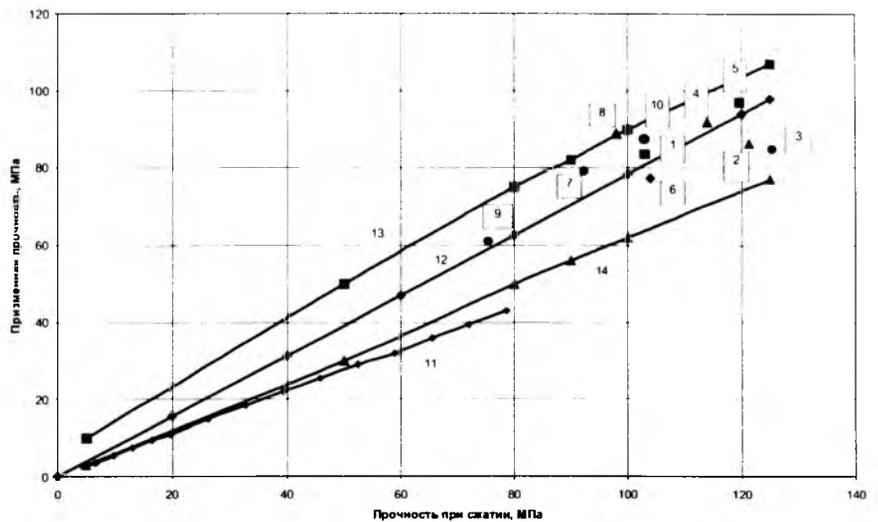


Рис. 1. Нормативные и фактические значения призмочной прочности в зависимости от прочности при сжатии (кубиковой)

1–10 — экспериментальные значения; 11 — нормативные значения по СНиП 2.03.01-84; 12 — обобщенная зависимость [7]; 13, 14 — верхняя и нижняя граница разброса опытных данных [7].

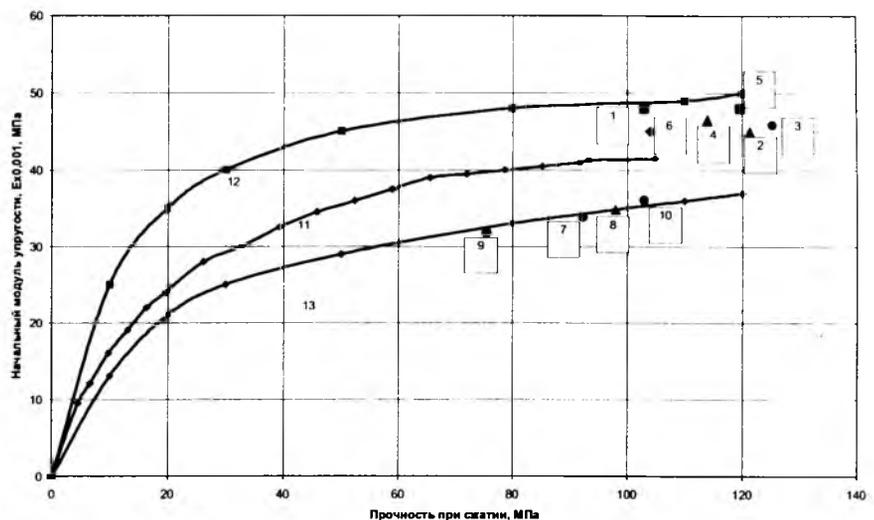


Рис. 2. Начальный модуль упругости особовысокопрочных бетонов

1–10 — экспериментальные значения; 11 — нормативные значения для тяжелых бетонов (СНиП 2.03.01-84*); 12, 13 — верхняя и нижняя граница разброса опытных данных [7]

ных бетонов по данным О.Я.Берга и др. [7].

Усадочные деформации особо-высокопрочных бетонов при твердении в воздушно-сухих условиях начиная с 1 сут, т.е. сразу после распалубки, также соответствуют

обычному уровню усадочных деформаций для тяжелых и мелкозернистых бетонов и зависят, прежде всего, от величины В/Вяз-отношения (рис. 5). В соответствии с этим среди составов тяжелого бетона наибольшей усадкой в возрасте до

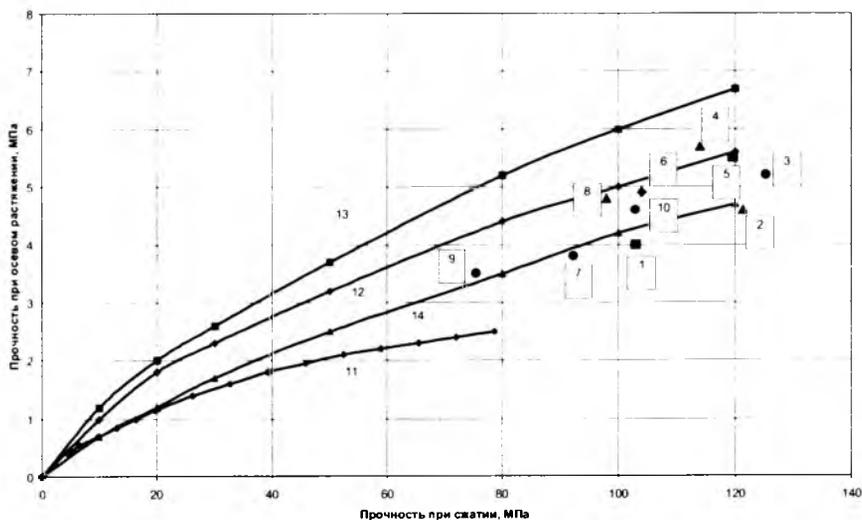


Рис.3. Нормативные и фактические значения прочности при осевом растяжении в зависимости от прочности при сжатии (кубиковой)

1–10 — экспериментальные значения; 11 — нормативные значения по СНиП 2.03.01-84; 12 — обобщенная зависимость [7]; 13, 14 — верхняя и нижняя граница разброса опытных данных [7]

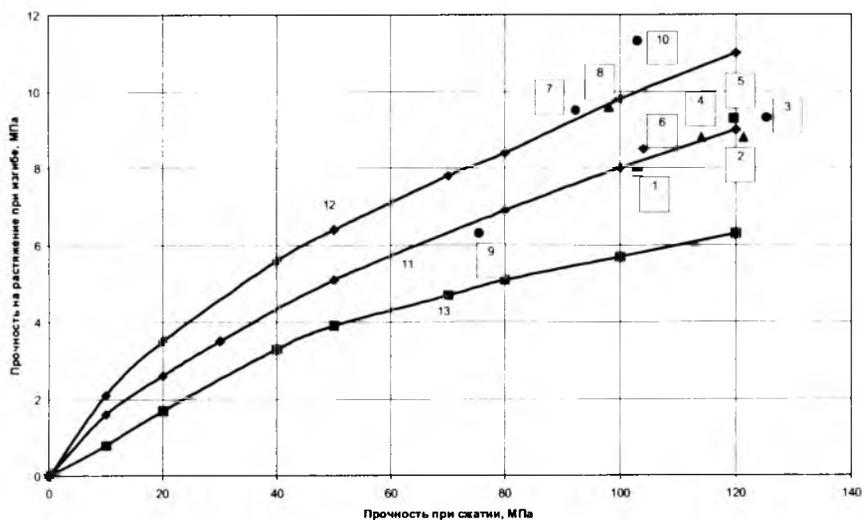


Рис.4. Экспериментальные значения и обобщенная зависимость прочности на растяжение при изгибе от кубиковой прочности

1–10 — экспериментальные значения; 11 — обобщенная зависимость [7]; 12, 13 — верхняя и нижняя граница разброса опытных данных [7]

28 сут характеризуется состав 6 на неактивированном портландцементе марки 600. В сопоставлении с ним усадочные деформации бетонов на механоактивированных композиционных вяжущих снижаются на 36-43% (составы 2 и 3), а при использовании чистоклинкерного механоактивированного вяжущего — в два раза и более (состав 1).

В строгом соответствии с величиной В/Вяж-отношения изменяются усадочные деформации мелкозернистых бетонов. В возрасте до 28 сут наибольшими усадочными деформациями характеризуется бетон состава 7 на неактивированном портландцементе марки 600 с добавкой микрокремнезема. Значения усадки мелкозернистых бетонов на

механоактивированных вяжущих (составы 9 и 10) понижаются на 10-30%, а наименьшие деформации усадки проявляются у бетона с эффективной добавкой Полиэл-2, изготовленного при наименьшем значении В/Вяж-отношения (состав 8).

Проведенные испытания выявили высокие показатели долговечности — морозостойкости и водонепроницаемости — практически всех разработанных составов особовысокопрочных бетонов. Данные, приведенные в табл.3, показывают, что после соответствующего количества циклов попеременного замораживания и оттаивания (ПЗО) значения коэффициента морозостойкости ($K_{мрз}$) — отношения прочности подвергаемых испытаниям основных образцов к прочности контрольных образцов — в большинстве случаев составляют больше 1 при нормативном значении 0,95. Это свидетельствует об имеющемся резерве долговечности бетонов, морозостойкость которых во всех случаях определяется маркой более F600. Водонепроницаемость полученных бетонов соответствует марке W20 (значение, относящееся к предельным аппаратным возможностям используемого испытательного оборудования).

Показатели морозостойкости и водонепроницаемости особовысокопрочных бетонов согласуются с результатами определения параметров поровой структуры по кинетике водопоглощения и их анализа по методике [8], также приведенными в табл.3. Действительно, для всех составов характерна особоплотная структура высокой и средней однородности с преобладанием пор среднего, а для бетонов на механоактивированных композиционных вяжущих — мелкого размера, что в совокупности с повышенной прочностью определяет и высокую долговечность бетонов разработанных составов.

Таким образом, проведенные испытания показали, что разработанные составы при всем многообразии используемых материалов обеспечивают получение особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов с прочностью при сжатии в возрасте 1 сут не менее 50 МПа и в возрасте 28 сут не менее 80 МПа, а в большинстве случаев — на уров-

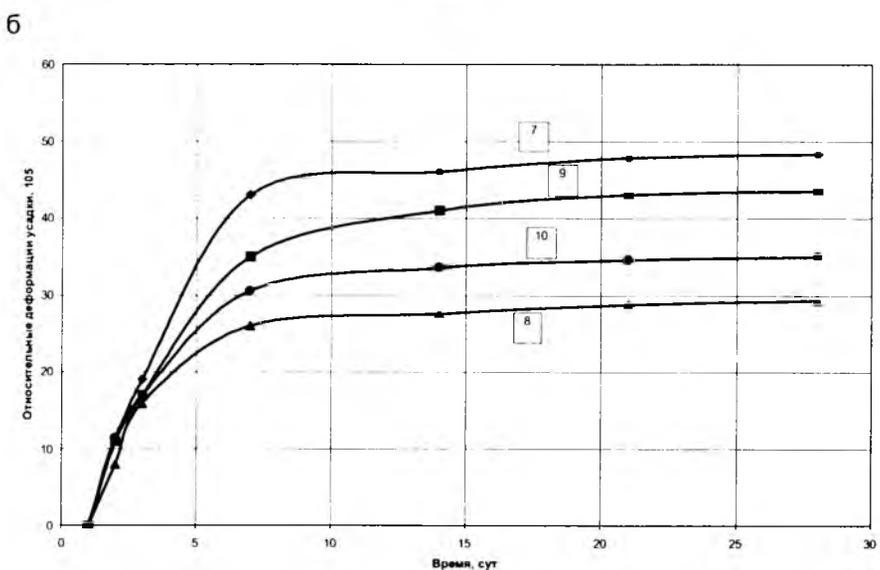
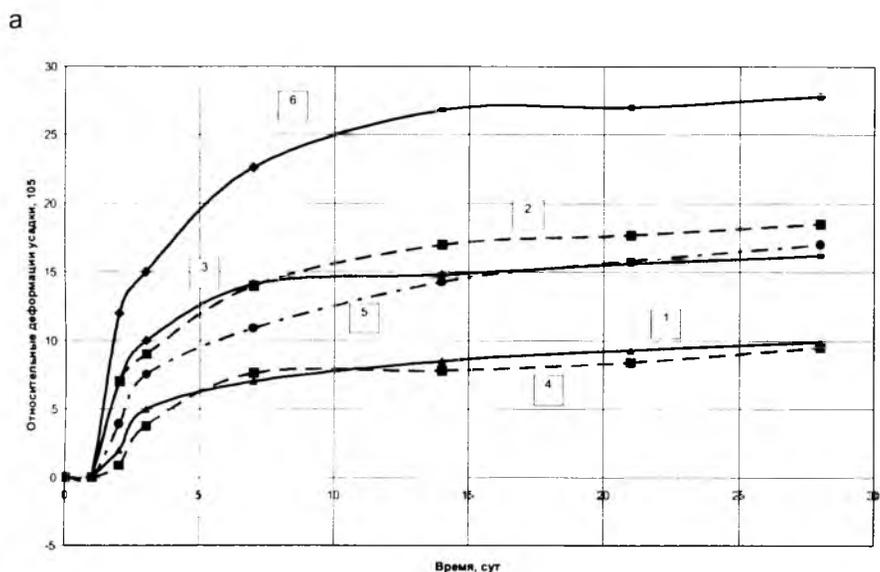


Рис.5. Относительные деформации усадки тяжелых (а) и мелкозернистых (б) особовысокопрочных бетонов

1–10 — номера составов по табл.1-3

не 100-120 МПа. Показатели физико-механических свойств особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов соответствуют уровню нормативных значений для соответствующих классов по прочности, что дает возможность осуществлять проектирование конструкций на их основе с использованием традиционного расчетного аппарата, применяемого для обычных бетонов. Выявленные повышенные показатели морозостойкости и водонепроницаемости особовысокопрочных быстротвердеющих бетонов позволяют рекомендовать их для изготовления

строительных конструкций и строительства сооружений, подвергающихся в процессе эксплуатации не только интенсивным механическим нагрузкам, но и агрессивным химическим и климатическим воздействиям.

С точки зрения обеспечения физико-механических и строительно-технических свойств бетонов при снижении их материал- и энергоемкости, как следует из анализа результатов экспериментальных исследований, преимуществами обладают механоактивированные композиционные вяжущие, получа-

емые по технологии «внутреннего помола». Анализ выполнен из расчета среднего энергопотребления на обжиг 1 т клинкера, равного 6452,6 МДж, и среднего расхода энергии на помол 1 т вяжущих, равного 144 МДж. При этом, в соответствии с составом и способом получения вяжущих, а также с учетом их расхода, меняется энергоемкость цементной составляющей на 1 м³ бетона. Действительно, наименьшей удельной энергоемкостью (около 3000 МДж) характеризуется бетон на вяжущем «внутреннего помола». Для этого же состава достигается наибольший показатель удельной прочности (0,225 МПа/кг) и, соответственно, результирующий показатель – энергоемкость на единицу удельной прочности бетона (1,34х10⁴ МДж/(МПа/кг)). По результирующему показателю бетоны на вяжущих внутреннего помола обладают существенными преимуществами как по отношению к вяжущим «внутреннего смешивания», так и к бетонам на чистоклинкерном ВНВ-100 и портландцементе.

Близкими показателями энергоемкости (на уровне 3000 МДж/м³) характеризуются мелкозернистые бетоны, что обусловлено повышенной дозировкой микрокремнезема, причем эти бетоны обнаруживают преимущества по отношению к бетону на чистоклинкерном ВНВ-100. С учетом наибольшей удельной прочности наилучшим результирующим показателем отличается бетон на механоактивированном вяжущем ККВ-80.

Библиографический список

1. Boyle, M.J. Concrete as a substitute for granite cladding attains high performance concrete consideration as the result of exceptional materials and production control //International Symposium on High Performance Concrete, September 25-27, 2000, Orlando, Florida, USA, p.p. 279-293.
2. Shah S.P., Murphy W.P., Weiss W.J. High Performance Concrete: Strength, Permeability, and Shrinkage Cracking// Ibid. p.p. 331-339.
3. Калашников О.О., Сорокин Ю.В., Фаликман В.Р. Особовысокопрочные быстротвердеющие бетоны. — Материалы IV Международного Конгресса «Ресурсо- и энергосбережение в реконструкции и новом строительстве», Новосибирск, 10 февраля 2004 г.
4. ТУ 5744-002-00369171-97 Вяжущее

Показатели морозостойкости, водонепроницаемости и характеристик поровой структуры особовысокопрочных бетонов (Т – тяжелые, М – мелкозернистые)

Условия приготовления вяжущих	Вид вяжущего	Вид бетона	Вид и дозировка добавки	В/Вяж	Прочность при сжатии, МПа	Показатели морозостойкости			Водонепроницаемость, марка	Показатели пористости			
						Число циклов ПЗО	Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз}$	Марка по морозостойкости		Водопоглощение $W_{тр}$, %	Водопоглощение $W_{об}$, %	Показатель средней крупности пор, λ_2	Показатель однородности пор α
IG	ВНВ-100	Т	-	0,245	103,0	600	0,98	>F 600	> W20	1,56	3,78	2,7	0,7
IB	ККВ-90	Т	-	0,235	121,3	600	1,02	>F 600	> W20	1,16	2,69	1,8	0,5
IB	ККВ-90	Т	С-3 0,4%	0,23	125,3	600	1,02	>F 600	> W20	1,42	3,31	2,75	0,6
IG	ВНВ-90 ¹	Т	-	0,285	114,0	600	1,18	>F 600	> W20	1,12	2,65	0,87	0,55
IG	ВНВ-90 ²	Т	-	0,26	119,6	600	1,14	>F 600	> W20	0,95	2,27	0,64	0,68
IB	ПЦ-600	Т	С-3 1%	0,28	104,0	600	1,10	>F 600	> W20	0,97	2,22	2,4	0,6
IB	ПЦ-600	М	С-3 1,5%	0,38	92,3	600	1,06	>F 600	> W20	2,2	4,65	3,88	0,45
IB	ПЦ-600	М	Полиэп-2 1,0%	0,29	98,0	600	1,03	>F 600	> W20	1,6	3,43	3,0	0,98
IG	ВНВ-100	М	-	0,32	75,5	600	1,09	>F 600	> W20	1,48	3,17	1,54	0,60
IB	ККВ-80	М	С-3 0,9%	0,30	103,0	600	1,11	>F 600	> W20	1,39	3,0	0,95	0,30

Примечания: 1 — вяжущее «внутреннего помола» (IG) с ускоренным структурообразованием; 2 — то же, с замедленным структурообразованием; 3 — песок крупный двухфракционный (30% фр. 0,315-1,25 мм, 70% фр. 2,5-5 мм)

низкой водопотребности. Технические условия.

5. Патент России № 2096364. Гидравлический цемент, Н.Ф.Башлыков, В.Р.Фаликман, В.Н.Сердюк и др., 1996, опубл. Бюл. № 32, 1997.

6. Вайнер А.А., Башлыков Н.Ф., Фаликман В.Р., Сорокин Ю.В. и др. Высо-

коэффективные поликарбоксилатные суперпластификаторы на основе бинарных сополимеров оксиэтилированного аллилового спирта и малеиновой кислоты//Бетон на рубеже третьего тысячелетия. Материалы 1-й Всерос.конф. по проблемам бетона и железобетона. М., 2001. Кн.3, с. 1272-1281.

7. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. — М., Стройиздат, 1971, 208 с.

8. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. М., Стройиздат, 1979, 343 с.

Бетон и железобетон в XXI веке

Подготовлена НИИЖБом и вышла из печати монография, посвященная современному состоянию и перспективам развития железобетона в строительстве.

Железобетон, 150-летие со дня изобретения которого отмечалось совсем недавно, стал в настоящее время строительным материалом номер один. По оценкам, в мире ежегодно применяется свыше 3 млрд. м³ бетона и железобетона.

В монографии, состоящей из 7 глав, на основе обобщения отечественного и зарубежного опыта отражены вопросы, связанные с изучением свойств бетонов на плотных заполнителях, легких бетонов, спецбетонов, арматуры, в том числе неметаллической, изложена теория сопротивления бетона и железобетона, бетонных и железобетонных конструкций, в том числе конструктивных систем гражданских и производственных зданий, пространственных конструкций.

Описано производство бетонных и железобетонных работ, в том числе изготовление специальных конструк-

ций, показаны проблемы повышения долговечности железобетона и др. Приведены примеры наиболее выдающихся железобетонных сооружений отечественной и мировой строительной практики. Каждая глава заканчивается оценкой перспектив развития того или иного направления.

В подготовке монографии общим объемом 45 п.л. приняли участие все подразделения и ведущие научные сотрудники института.

В редколлегию по подготовке монографии, возглавляемую директором НИИЖБ А.И.Звездовым, вошли: К.В.Михайлов, В.Г.Батраков, Ю.С.Волков, Н.И.Карпенко, В.А.Клевцов, Б.А.Крылов, Л.А.Малинина, В.Ф.Степанова, В.Р.Фаликман.

Заявки на приобретение книги следует направлять по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6, НИИЖБ. Факс (095) 174-7724.

Физико-механические свойства бетона, твердеющего под давлением в замкнутом пространстве

В практике строительства встречаются сооружения, где необходимо создать емкости высокого давления. Это резервуары различного назначения, напорные водоводы, защитные оболочки атомных станций и др. Такие конструкции могут быть решены в трехслойном варианте, где между внутренним и наружным слоями в замкнутое пространство под давлением нагнетается цементный раствор, создаю-

ющих и деформативных свойств твердеющего бетона среднего слоя в замкнутом пространстве при различных уровнях нагнетаемого давления и жесткостях обоймы. Жесткости варьировались с помощью пластмассовых, металлических и железобетонных цилиндров, характеристики которых приведены в табл. 1.

Образцы изготовлялись путем засыпки в полость цилиндра обой-

мы щебня фракций 10...20 мм с последующим заполнением цементным тестом.

На бетон, изготовленный в пластмассовых и железобетонных обоймах, давление передавалось с помощью пружинных установок, загрузка которых осуществлялась гидравлическим домкратом. Усилие контролировалось манометром на насосной станции. При металлической обойме нагнетание раствора проводилось под давлением цементационным насосом.

Непосредственно на свежее уложенный бетон усилие от домкрата передавалось через бетонные пуансоны, предварительно изготовленные в таких же пластмассовых обоймах (трубах), в которых формовались образцы-цилиндры.

Для обеспечения максимальной возможной герметичности в железобетонной обойме

проводится предварительное обжатие внутренней части емкости.

Подобная комбинированная конструкция была разработана в ГрузНИИЭиЭС и реализована при строительстве Ингурской ГЭС (Грузия) на участке напорного туннеля, а также в дальнейшем в процессе ремонтных работ. Эта конструкция состоит из внешнего монолитного бетона и внутреннего железоторкретного кольца. В зазор между ними нагнетается раствор на расширяющемся алунитовом цементе, при твердении которого происходит предварительное обжатие железоторкретного кольца [1].

В таких конструкциях особенно важным является качество бетона среднего слоя, так как от правильного подбора его состава и величины нагнетаемого давления зависит функциональная обеспеченность самой конструкции.

Исходя из изложенного, цель работы состояла в изучении проч-

Таблица 1

Материал	Размер, мм			Модуль упругости, МПа
	толщина	внутренний диаметр	высота	
Пластмасса	3,0	100	400	3700
Металл	3,0	150	450	20950
Железобетон*	20,0	100	400	12400

Примечание: * арматура $\varnothing 4$ мм, шаг навивки 20 мм

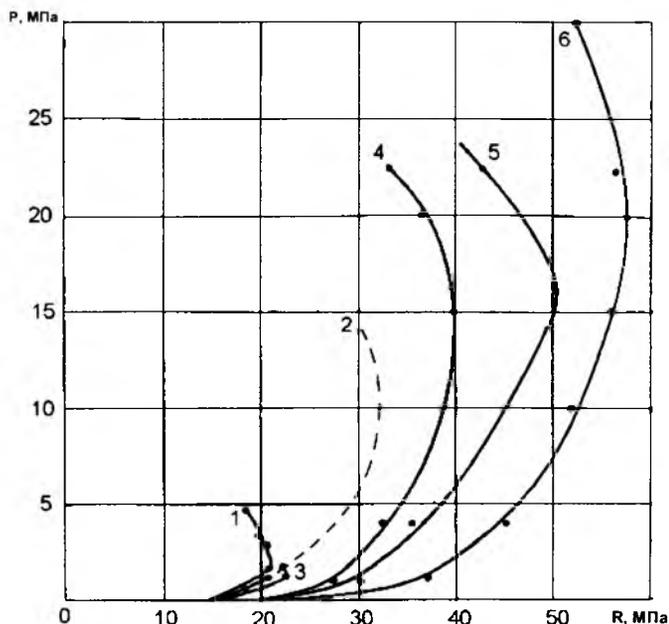


Рис. 1. Зависимость прочности бетона от величины действующего давления

1 - железобетонная обойма; 2 - металлическая обойма; 3 - пластмассовая обойма (везде расход цемента 600 кг/м^3); 4 - металлическая обойма, расход цемента 350 кг/м^3 ; 5 - то же, 500 кг/м^3 ; 6 - то же, 700 кг/м^3 (пунктиром показано предполагаемое продолжение кривой)

бетонных обоймах при передаче усилия на испытуемый бетон к обойм торцам обоймы изнутри приклеивались отрезки пластмассовых труб длиной 25 мм, вырезанных из тех же труб, в которых готовились пуансоны.

Образцы, изготовленные в пластмассовых и металлических обоймах, в возрасте не менее 28 сут освобождались от обойм и испытывались на гидравлическом прессе. Образцы же, изготовленные в железобетонных обоймах, испытывались вместе с обоймой, но нагрузка на образец передавалась через пуансоны.

Результаты испытания в виде графика представлены на рис. 1. Там же приведены данные, полученные в [2].

Как видно из графика, с увеличением давления наблюдается рост прочности бетона, но до определенного предела, после чего прочность понижается. По максимальным значениям полученных прочностей и соответствующих им давлениям с учетом жесткостей обойм построен график, приведенный на рис.2. Приняв эту зависимость в виде экспоненты, получили формулу для определения предельного эффективного давления для конкретной обоймы

$$P = 20(1 - e^{-0,65EI}),$$

где P - давление, МПа; E - модуль упругости материала обоймы, МПа; I - момент инерции сечения обоймы, м⁴.

Ползучесть и усадку изучаемого бетона определяли на образцах в железобетонной обойме. Давление, передаваемое на бетон, составляло от 1,64 до 4,59 МПа. Деформации замерялись на базе 200 мм в средней части образца с двух противоположных сторон компаратором, снабженным индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм. Компараторы устанавливались между шариками, завальцованными на концах стержней, которые крепились к шпилькам.

В процессе загрузки образцов и выдержки давления в течение первых 30 мин наблюдалось интенсивное всасывание влаги в тело железобетонной обоймы, сопровождаемое существенным перемещением пуансонов. В зависимости от

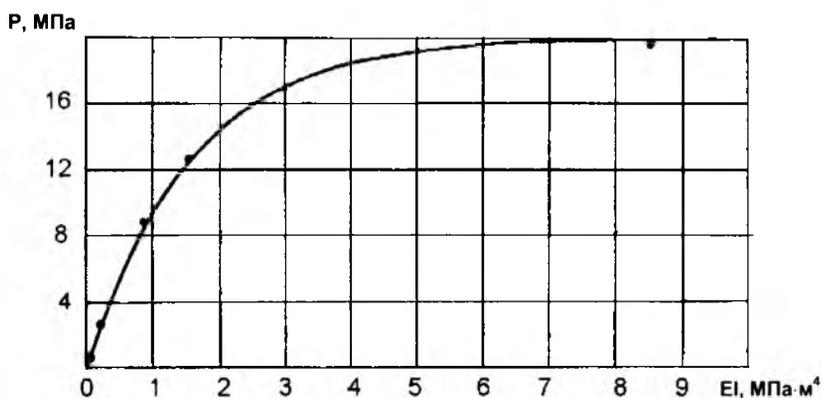


Рис. 2. Зависимость максимальной прочности бетона от жесткости формы

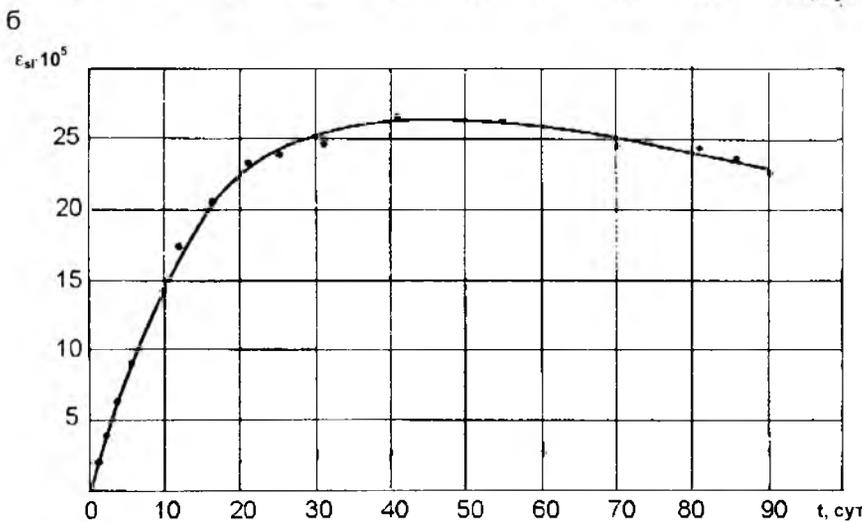
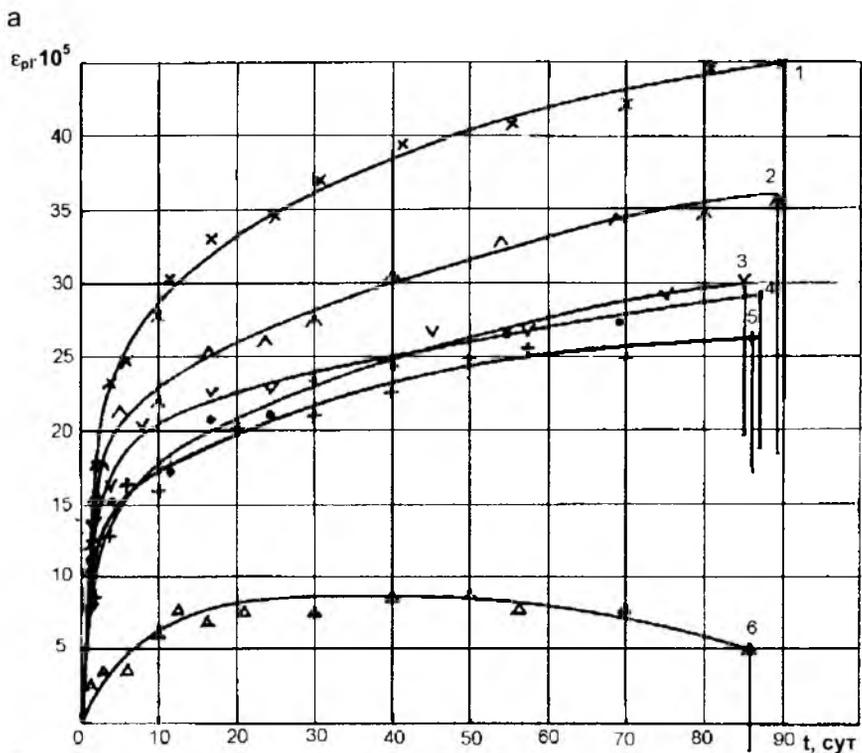


Рис. 3. Изменение деформаций бетона во времени

а - ползучести; б - усадки и температуры окружающей среды (средние по двум образцам)

Условные обозначения для образцов: 1 - x; 2 - Λ; 3 - v; 4 - 0; 5 - +; 6 - Δ

№ образцов	Обжатие $\sigma_{обж}$, МПа	Упругая разгрузка, $\epsilon_{ур} \cdot 10^5$	Сдвиг-ка гаек σ_g , МПа	$E_{гр}$, МПа	$\epsilon_{ур} \cdot E_{гр}$, МПа	$\sigma_{обж} - \sigma_g$, МПа	$\sigma_{обж} - \epsilon_{ур} \cdot E_{гр}$, МПа	Потери	
								средние, МПа	%
1	4,586	23	3,934	17200	3,956	0,654	0,630	0,642	14
2	3,277	17,7	3,082	18000	3,186	0,195	0,097	0,146	4,8
3	2,621	10,3	2,229	24000	2,459	0,392	0,162	0,277	10
4	2,621	10,5	2,496	24000	2,486	0,196	0,125	0,036	13,5
5	1,966	9,1	1,638	20600	1,872	0,328	0,094	0,211	10,7
6	1,638	7,0	1,311	22500	1,575	0,327	0,065	0,196	12

величины давления на поверхности обожмы фиксировались трещины различного раскрытия.

Аналогично, но без приложения внешней нагрузки, было изготовлено два образца для определения температурно-усадочных деформаций. Деформации ползучести определяли путем вычитания из полных деформаций температурно-усадочных, зафиксированных на незагруженных образцах. Полученные таким образом результаты отражены на рис.3.

Потери предварительного напряжения в бетоне определяли как по показанию манометра насосной станции при разгрузке образцов в момент ослабления фиксирующих

гаек пружинной установки, так и замером деформаций упругой разгрузки бетона. Разность напряжений при загрузке и разгрузке позволила судить о величине потерь.

Свежеуложенный нагруженный бетон уже через 30 мин имел прочность. Это видно из того, что разность деформаций, измеренных после 30-минутной выдержки и через 24 ч, по перемещениям пуансонов и на базе 200 мм почти совпадает. То, что бетоны при прессовании обладают "мгновенной" прочностью и эффективная величина прессования находится в пределах 1...5 МПа, известно из [2 и др.], что еще раз было подтверждено нашими опытами.

Полученные результаты по выявлению потерь предварительного напряжения приведены в табл.2.

Как видно из табл. 2, потери предварительного напряжения не превышают 15% первоначального усилия, поэтому эта величина может быть рекомендована при проектировании.

Библиографический список

1. Мостков В.М., Орлов В.А., Степанов П.Д. и др. Подземные гидротехнические сооружения. М.:Высшая школа. 1986.
2. Элбакидзе М.Г., Енукашвили И.Р. Прессование и вибропрессование цементного теста, растворов и бетона/Известия ТНЦСГЭИ им. А.Винтера. М.:Энергия. 1971.

Новая книга о гидроизоляции сооружений

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте. Учебн. пособие. – Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 398 с., 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной области учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рассматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен системный подход к гидроизоляции, основанный на решении задач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания системы гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ при возведении подземных и заглубленных строительных объектов.

Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, позволяющими наглядно представить ре-

шение различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области строительства и ремонта огромного числа крупных подземных сооружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга (под редакцией доктора технических наук, профессора кафедры «Строительство подземных сооружений и шахт» Московского государственного горного университета (МГГУ), генерального директора ЗАО «Триада-Холдинг» А.А.Шилина) будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта зданий и сооружений.

По вопросам приобретения книги обращайтесь в ЗАО «Триада-Холдинг» по телефонам: 946-32-76; 946-33-92; 956-15-04; e-mail: trhold@comail.ru

К вопросу о деформативности бетона

Бетон представляет собой упруго-пластичный материал. При одноразовом нагружении бетонного образца кратковременной нагрузкой в нем, помимо упругих, развиваются также пластические деформации.

$$\varepsilon_B = \varepsilon_c + \varepsilon_{p1} \quad (1)$$

По проведенным исследованиям (см. таблицу) построены графики зависимости "уровень напряжений в бетоне (η) – деформации (ε_B) – коэффициент упругости (ν)".

$\eta = \frac{\sigma_b}{R_{bn}}$	$\varepsilon_B \cdot 10^{-4}$	$E^1_B \text{ МПа},$ $1 \cdot 10^2$	ν	λ
0,384	6,3	158	0,607	0,393
0,585	12	127	0,488	0,512
0,77	20	100	0,385	0,615

Бетон тяжелый, $R_{bn} = 26 \text{ МПа}$, В20, $E_B = 2,6 \cdot 10^4 \text{ МПа}$. Результаты опытов показывают, что ν и λ зависят не только от уровня напряжения в бетоне, но также и от его класса по прочности на сжатие.

В СНиП 2.03.01-84 приводятся значения коэффициента полноты эпюры напряжений сжатой зоны поперечного сечения изгибаемого элемента при расчетных напряжениях в зависимости от класса прочности на сжатие (ω), значение модуля упругости бетона (E_B) при $\eta = 0,3$, а значение коэффициента упругости бетона (ν) приводится независимо от его класса по прочности при действии нормативных нагрузок, т.е. при напряжениях меньше расчетных.

В практике проектирования и эксплуатации железобетонных конструкций имеют место случаи, когда действующие нагрузки меньше или больше нормативных, и перечисленные выше характеристики не могут быть использованы.

В теории бетона и железобетона отмечается, что эпюра сжимающих напряжений для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов – криволинейная, однако математическая зависимость криволинейной эпюры для каждого класса бетона от уровня его напряжения отсутствует. Это также можно отметить и по характеристикам ν и E_B . В настоящей статье приводятся результаты экспериментально-теоретических исследований, позволяющие восполнить имеющийся пробел в рассматриваемом вопросе.

На основании обработки приведенных в таблице данных получены эмпирические зависимости для бетона прочностью 26 МПа (В20), позволяющие определить E^1_B , ν и λ в зависимости от уровня напряжения

в бетоне и, в частности

$$\varepsilon_B = 3,1 \cdot 10^{-3} (\eta - 0,04)^{1,50} \quad (2)$$

$$\nu = 0,335 (\eta - 0,04)^{-0,55} \quad (3)$$

$$\lambda = 1 - \nu = 1 - 0,335 (\eta - 0,04)^{-0,55} \quad (4)$$

и значение модуля упругопластичности бетона

$$E^1_B = E_B \nu \quad (5)$$

Выше отмечалось, что в бетоне, как в материале упругопластичном, имеет место нелинейная зависимость между деформациями и уровнем напряжений, т.е.

$$\varepsilon_B = K_1 \eta^n, \quad (6)$$

тогда как упругие деформации бетона имеют линейную зависимость, т.е.

$$\varepsilon_1 = K_2 \eta \quad (7)$$

Коэффициент упругости бетона представляет собой отношение упругих деформаций к полным деформациям бетона

$$\nu = \frac{a_c}{a_b} = \frac{K_2}{K_1} \eta^{1-1,55} = 0,335 \cdot 10^3 \eta^{-0,55} \quad (8)$$

При известной зависимости (2) значение ν , согласно (8), имеет вид

$$\nu = \frac{1}{3 \cdot 10^{-3}} \eta^{1-1,55} = 0,335 \cdot 10^3 \eta^{-0,55}$$

т.е. имеем результат, полученный на основании математической обработки опытных данных, что подтверждает достоверность исследования.

При криволинейной эпюре сжимающих напряжений равнодействующая записывается следующим образом

$$N_b = \omega R_B b x_{кр}$$

Используя интегральное исчисление, площадь между осью координат и кривой степенной функции с выпуклостью от оси координат можно записать так

$$\int x^n dx = \frac{1}{1+n} x^{1+n} \quad (9)$$

Отношение $\frac{n}{1+n}$ является коэффициентом полноты площадки, ограниченной кривой и осью координат, но и $\omega = \frac{n}{1+n}$ (10)

$$\text{Тогда } n = \frac{\omega}{1-\omega} \quad (11)$$

Выражая степень функций (2) и (3) через ω , можно записать

$$\varepsilon_B = 3,1 \cdot 10^{-3} (\eta - 0,04)^{1-\omega} \quad (12)$$

$$v = 0,335 (\eta - 0,04)^{1-2\omega} \quad (13)$$

$$\lambda = 1 - v = 1 - 0,335 (\eta - 0,04)^{1-2\omega} \quad (14)$$

$$\text{и } E_B^1 = E_B v \quad (15)$$

По результатам проведенных кафедрой железобетонных конструкций ДИСИ исследований получены зависимости, определяющие изменения относительных деформаций и коэффициент упругости высокопрочного бетона В70

$$\varepsilon_B = 1,83 \eta^{1,0885} \quad (16)$$

$$v = 0,818^{-0,0885} \quad (17)$$

$$\lambda = 1 - v = 1 - \eta^{0,0885} \quad (18)$$

Выражая степень кривых через коэффициент полноты эпюры сжатой зоны поперечного сечения элемента для этого бетона, соответственно имеем

$$\varepsilon_B = 1,83 \eta^{1-\omega} \quad (19)$$

$$v = 0,818 \eta^{1-2\omega} \quad (20)$$

В проведенных исследованиях воздействие нагрузки было кратковременное, т.е. при загрузении опытных образцов происходили деформации быстроснатекающей ползучести.

В формулах (12, 13) и (19, 20) находятся множители, которые подходят соответственно для бетонов В20 и В70. Для бетонов любого класса прочности на сжатие значение ε_B и v предлагается вычислять по формулам

$$\varepsilon_B = (3,468 - 0,0234B) 10^{-3} (\eta - K_1)^{1-\omega} \quad (21)$$

$$v = (0,01B + 0,142) (\eta - K) \eta^{1-2\omega} \quad (22)$$

где $K_1 = 0,0008(70 - B)$.

В опытах, проведенных на бетонных призмах с использованием высокопрочного цемента, множитель в (21) составил $K_1 = 0,6 + 0,0175B$, а в (22)

$$K_1 = \frac{1}{K_4} = \frac{1}{0,6 + 0,0175B}$$

По результатам проведенных исследований можно отметить, что при определении параметров бетона следует определять также его деформативную характеристику, позволяющую учитывать ее при расчете железобетонных конструкций по деформациям.

Коэффициент полноты эпюры сжимающих напряжений после прохождения кратковременной ползучести для бетона любого класса по прочности предлагается определять зависимостью

$$\omega_{sh} = 0,6428 - 0,00174B \quad (23)$$

В практике проектирования зачастую необходимо знать напряженно-деформированное состояние бетона при $\eta = 0,77$. В этой связи значение ω_{sh} предлагается определять в зависимости от η по формуле

$$\omega_{sh} = 0,45 + 0,0006B + \eta (0,25 - 0,003B) \quad (24)$$

При расчете железобетонных элементов, в частности по жесткости, т.е. при действии на элементы нормативной нагрузки, значение коэффициента η возможно принимать по зависимости

$$\eta = 0,77 \frac{q_n + p_B}{q + p} \quad (25)$$

В СНиП 2.03.01-84 значение ω дается при расчетных напряжениях в бетоне с учетом длительной ползучести бетона (коэф. $\varphi_{B2} = 2$, табл. 34).

При определении характеристик по (21) и (22) с учетом длительной ползучести бетона в числитель (21) и в знаменатель (22) следует подставить значение φ_{B2} (табл.34), а значение ω принимать согласно (26) или (27).

При $K = 0,8$

$$\omega_1 = 0,483 + (0,408 - 0,00572B) \eta \quad (26)$$

При $K = 0,85$

$$\omega_1 = 0,483 + (0,465 - 0,0053B) \eta \quad (27)$$

Значение модуля упругости бетона в СНиП 2.03.01-84 дается для всех классов бетона на сжатие при $\eta = 0,3$. Выполненные по (20) вычисления показали, что уровень напряжений в бетоне, свыше которого $v < 1$, зависит от пластических свойств бетона (ω). Очевидно, в ряде случаев при принятии E_B это необходимо учитывать.

О содержании естественных радионуклидов в бетоне

Эффективная удельная активность природных радионуклидов ($A_{эфф}$) в бетоне в соответствии с ГОСТ 30108-94 определяется как суммарная удельная активность естественных радионуклидов (ЕРН) по формуле [1]:

$$A_{эфф} = A_{Ra} + 1,31 \cdot A_{Th} + 0,085 \cdot A_K,$$

где A_{Ra} и A_{Th} – удельные активности ^{226}Ra и ^{232}Th , находящиеся в равновесии с остальными членами уранового и ториевого рядов, Бк/кг; A_K – удельная активность ^{40}K , Бк/кг.

Оценка и анализ естественных радионуклидов в компонентах и бетонах предприятий Брянска показали, что ЕРН варьируют в них в существенных пределах: от 17 до 447 Бк/кг при среднем значении 75 Бк/кг [2,3].

Учитывая, что в настоящее время в строительстве применяются различные виды бетона, а процесс создания новых интенсивно продолжается, выявление основных технологических факторов, определяющих и регулирующих радионуклидный состав бетона, является важной задачей по снижению дозы облучения человека.

Установлено, что эффективная удельная активность бетонов подчиняется правилу аддитивности, и при известных значениях $A_{эфф}$ отдельных компонентов и их содержании в бетоне может быть рассчитана по формуле [3, 4]:

$$A_{эфф} = \sum_{i=1}^n A_{эффi} \cdot q_i = (A_{эфф1} \cdot q_1 + A_{эфф2} \cdot q_2 + \dots + A_{эффn} \cdot q_n) / (q_1 + q_2 + \dots + q_n),$$

где $A_{эфф1}$, $A_{эфф2}$, $A_{эффn}$ – эффективные удельные активности компонентов бетона, Бк/кг; q_1 , q_2 , q_n – массовые доли компонентов в бетоне, отн. единицы.

Сопоставление расчетных и экспериментальных значений удельных и эффективных удельных активностей ЕРН в тяжелом бетоне показало, что максимальное отклонение от расчетных значений имеет торий-232 – 0,85. Отношение расчетных и экспериментальных значений для радия-226 составляет 0,96, калия-40 – 1,03, эффективной удельной активности естественных радионуклидов – 0,99 (табл. 1).

У керамзитобетона получены большие отклонения при сопоставлении расчетных и экспериментальных значений удельной и эффективной удельной активности естественных радионуклидов по сравнению с тяжелым бетоном. Так, соотношение расчет / эксперимент керамзитобетона составляет для: радия-226 – 0,94, тория-232 – 1,1, калия-40 – 0,88, эффективной удельной активности – 0,95.

Для установления влияния условий твердения бетона на содержание ЕРН проводились исследования их радионуклидного состава при естественном твердении и пропаривании.

Естественное твердение образцов керамзитозобетона осуществлялось при температуре $20 \pm 2^\circ C$ и относительной влажности воздуха 95-100%. Определение радионуклидного состава проводилось через 1, 3, 7, 14, 21, и 28 сут на гамма-спектрометрическом комплексе с полупроводниковым детектором типа ДГДК-80 в стальной защите (табл. 2). Собственный фон детектора в диапазоне энергий 100 – 3000 кэВ составлял $5,8 \text{ с}^{-1}$. Энергетическое разрешение спектрометра – 2,5 кэВ при $E_\gamma = 1,332 \text{ МэВ}$ (Co^{60}). Программное обеспечение комплекса позволяет выделять гамма-линии в аппаратном спектре, производить их идентификацию, расчет удельных активностей проб, определение погрешностей.

Отбор и подготовку проб проводили в соответствии с ГОСТ 30108-94. Пробу получали путём измельчения изделий до размеров зёрен менее 5 мм. Объем проб в сосуде Маринелли составлял 1000 см^3 . Масса проб определялась взвешиванием на весах с точностью $\pm 5 \text{ г}$. Герметично укуренные пробы выдерживались в течение 30 сут с целью достижения равновесия ^{226}Ra с дочерними продуктами распада.

Полученные результаты показали, что содержание ЕРН в процес-

Таблица 1

Наименование	Содержание, %	Удельная активность, Бк/кг			Эффективная удельная активность, $A_{эфф}$, Бк/кг
		^{226}Ra	^{232}Th	^{40}K	
Портландцемент ПЦ 400-Д0	18	27,5 ± 11	12,9 ± 7	172,5 ± 8	59,1 ± 15
Песок глауконитовый	35	83,7 ± 8	9,8 ± 2	245 ± 22	117,4 ± 23
Щебень гранитный	47	50,6 ± 14	66 ± 8	1250,3 ± 7	243 ± 14
Бетон тяжелый (эксперимент)	100	52,9 ± 12	43,1 ± 11	683,1 ± 8	167,5 ± 6
Бетон тяжелый (расчет)	100	58,1	36,8	704,5	166,2
Расчет / эксперимент	-	0,96	0,85	1,03	0,99

Таблица 2

Время твердения, сут	Содержание радионуклидов, Бк/кг			
	Радий-226	Торий-232	Калий-40	$A_{эфф}$
1	65	8,4	380	108,3
3	61	9,4	365	104,3
7	60,5	9,6	408	107,8
14	46,8	7,7	388	89,9
21	59,7	8,1	390	103,5
28	60,2	8,8	409	106,5
Среднее значение, Бк/кг	57,6	8,5	390	103,4
Среднее квадратическое отклонение, S, Бк/кг	1,68	0,04	8,5	2,2
Нижняя доверительная граница, a_n , Бк/кг	55,3	8,42	379	10,1
Верхняя доверительная граница, a_b , Бк/кг	59,9	8,54	400,6	10,6
Коэффициент вариации, %	2,9	0,49	2,18	2,12

се твердения бетона не меняется. При этом среднее квадратическое отклонение содержания ЕРН для керамзитобетона в процессе твердения составило для $A_{эфф}$ - 2,2, ^{226}Ra - 1,68, ^{232}Th - 0,04 и ^{40}K - 8,5 %; коэффициент вариации - 2,12, 2,9, 0,49, 2,18 % соответственно.

Влияние пропаривания на содержание естественных радионуклидов в бетонах изучалось на ОАО «Крупные панели» (г. Брянск) в цехе № 2, где тепловлажностную обработку осуществляют в щелевых камерах при температуре $85 \pm 5^\circ\text{C}$ по режиму 3,5+8+2,5 ч. Мониторинг естественных радионуклидов производства бетона В 22,5 лестничных площадок показал, что содержание ЕРН в сырьевых материалах и готовых изделиях в пределах погрешности совпадают.

Соотношение тяжелый бетон до пропаривания / тяжелый бетон после пропаривания составило: ^{226}Ra - 0,96, ^{232}Th - 1,01, ^{40}K - 1,05, $A_{эфф}$ - 1,01. Гранитный щебень в тяжелом бетоне приводит к увеличению вклада тория-232 в $A_{эфф}$, на долю которого приходится 40%. Вклад радия-226 в эффективную удельную активность ЕРН составляет 31%, калия-40 - 29%.

Мониторинг естественных радионуклидов по технологическим переделам производства керамзитобетона класса В5 для наружных стеновых панелей ПН-I домов серии III-90 подтвердил, что удельные ак-

тивности радия-226, тория-232, калия-40 и $A_{эфф}$ в бетоне до пропаривания и после пропаривания, как и для тяжелого бетона, в пределах погрешности совпадают.

В керамзитобетоне радий-226, торий-232 и калий-40 вносят примерно одинаковый вклад в эффективную удельную активность - 33,6, 32,5 35,4% соответственно. Отклонения значений удельных активностей ^{226}Ra , ^{232}Th , ^{40}K и эффективной удельной активности $A_{эфф}$ керамзитобетона после пропаривания и до пропаривания связаны с варьированием естественных радионуклидов в сырье.

Для контроля ЕРН при производстве керамзитобетонных наружных стеновых панелей ПН-1 домов серии III-90 ОАО «Крупные панели» г. Брянска была разработана радиационно-технологическая карта. Она включает входной, операционный и выходной радиационный контроль. Входной контроль предусматривает определение ЕРН заполнителей, портландцемента и сопутствующих материалов и добавок.

Учитывая неоднородность и значительное варьирование естественных радионуклидов в сырье, возможность содержания в нем отдельных компонентов с ЕРН более 370 Бк/кг, не зафиксированных на входном контроле, следует предусмотреть операционный контроль. Последний позволяет управлять радиационным качеством на основных

этапах производства бетонных и железобетонных изделий, и в случае обнаружения высокой эффективной удельной активности ЕРН вовремя внести коррективы. Операционный радиационный контроль осуществляется после предварительной выдержки, выхода изделий из пропарочной камеры и отделочных работ. Приемочный радиационный контроль определяет эффективную удельную активность готовой продукции и подтверждает ее безопасность.

Полученные результаты показали, что эффективная удельная активность бетона не зависит от технологии производства и определяется радионуклидным составом и соотношением компонентов бетонной смеси. Это позволяет прогнозировать содержание ЕРН в бетоне, а в случае необходимости его регулировать.

Радиационно-технологические карты позволяют проконтролировать не только получение экологически безопасных бетонов и других материалов, но и защитить рабочих на местах от природного облучения при производстве продукции строительного назначения.

Библиографический список

1. ГОСТ 30108-94. Материалы и изделия строительные. Определение удельной эффективной активности естественных радионуклидов. - М., Госстрой России: Изд-во стандартов, 1995.-11с.
2. Лукутцова Н.П., Козлов О.Ю., Крупный Г.И. и др. Радиационная безопасность строительных материалов и промышленных отходов //Атомная энергия, 2001.- т. 90.- вып. 4.- с. 277-284.
3. Лукутцова Н.П. Строительные материалы в экологическом аспекте. - Брянск: Изд-во БГИТА, 2001.- 215 с.
4. Лукутцова Н.П. Факторы, определяющие содержание естественных радионуклидов в строительных материалах // Известия вузов, 2002.- № 1-2.- с.38-43.

И.Н.ТИХОНОВ, В.З.МЕШКОВ, Г.Н.СУДАКОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Эффективная стержневая арматура для железобетонных конструкций

Критериями эффективности стержневой арматуры, помимо экономических показателей, являются нормируемая прочность, способность к значительным пластическим деформациям перед разрывом стержня и надежное сцепление с бетоном.

Увеличение прочностных показателей арматурного проката позволяет снижать металлоемкость железобетона. Высокие характеристики пластичности арматуры дают возможность оптимального перераспределения усилий с наиболее нагруженных участков статически неопределимых железобетонных конструкций на менее нагруженные за счет образования пластических шарниров. Пластичность арматуры очень важна и для повышения энергоемкости деформирования строительных сооружений под действием нагрузок, вызванных чрезвычайными ситуациями (землетрясения, пожары, взрывы и т.п.), и, следовательно, для снижения риска прогрессирующего обрушения.

Сцепление арматуры с бетоном должно гарантировать надежное заанкеривание и стыкование арматурных стержней внахлестку на достаточной коротких участках, удерживать в допустимых пределах раскрытие трещин и прогибы в стадии эксплуатации и в то же время обеспечивать контролируемую податливость участков конструкции, запроектированных как пластические шарниры.

Многочисленными отечественными и зарубежными исследованиями последних лет показано, что комплекс механических свойств арматуры класса А500С является оптимальным для железобетонных конструкций без предварительного напряжения, так как во многих случаях дает возможность гармонизации

расчетных требований, относящихся к первой и второй группам предельных состояний, при хороших экономических показателях.

Сегодня страны ЕЭС практически перешли на исключительное применение в обычном железобетоне арматурной стали со свойствами класса А500С, что позволило унифицировать производство арматурного проката и снизить металлоемкость железобетона в среднем на 10%.

Стержневая арматурная сталь в Европе производится с периодическим профилем согласно EN-10080-1 (1998), в котором серповидные поперечные ребра не имеют пересечений с продольными ребрами (рис. 1, а). По геометрическим характеристикам, имеющим первостепенное влияние на сцепление с бетоном, этот профиль в значительной мере отличается от периодического профиля по ГОСТ 5781 (рис. 1, б) с кольцевыми поперечными ребрами, с которым до 1990 г. производилась вся отечественная горячекатаная и термомеханически упрочненная арматура.

Позднее металлургические заводы стран СНГ, производящие арматурный прокат для железобетон-

ных конструкций, начали массовое освоение зарубежных рынков сбыта своей продукцией. Многими предприятиями был освоен выпуск проката с профилем европейского образца по СТО АСЧМ 7-93 (с серповидным поперечным ребром). Однако широкое распространение этой арматуры и в России потребовало пересмотра требований к анкеровке и стыкованию арматурных стержней внахлестку, так как соответствующие положения действующих СНиП 2.03.01-84, разработанные на основе многолетних исследований сцепления с бетоном арматуры с профилем по ГОСТ 5781, радикально отличаются от нормативов западных стран.

Согласно евронормам EN 1992-1-1 (April 2003), требуемые значения длин анкеровки и нахлестки для стержневой арматуры с нормативным пределом текучести 500 МПа превышают аналогичные показатели по СНиП 2.03.01 в среднем на 50-60%, что, видимо, отражает накопленный многолетний опыт применения арматуры с серповидным периодическим профилем в странах Западной Европы.

В проекте новой редакции российских норм проектирования бе-

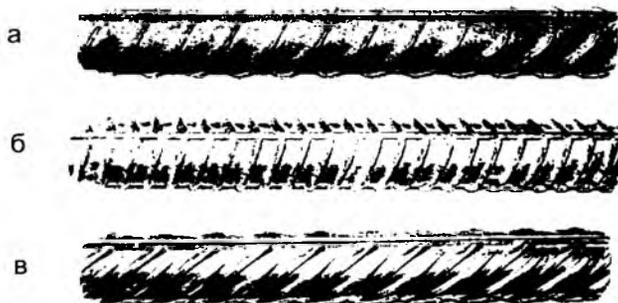


Рис. 1. Типы периодического профиля стержневой арматуры

а — профиль европейского образца с серповидными поперечными ребрами; б — профиль с кольцевыми поперечными ребрами по ГОСТ 5781; в — профиль нового типа

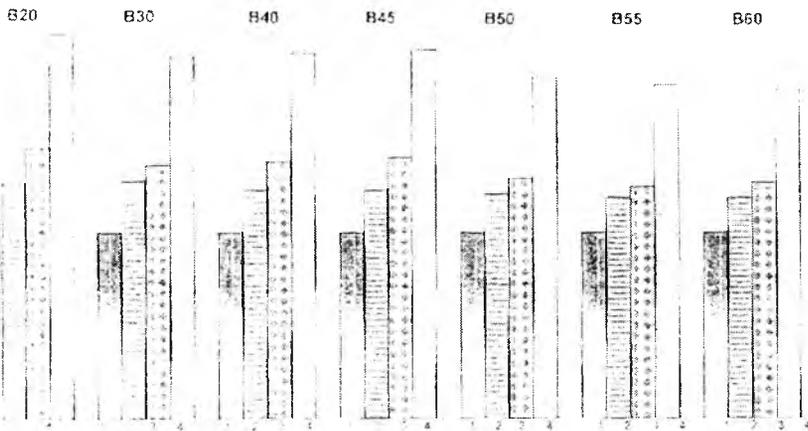


Рис. 2. Сравнение значений длины анкеровки l_{an}/d для растянутой арматуры класса А500С, вычисленных по СНиП 2.03-01-84(1), по проекту СНиП 52-01-03 (2) и по Евронормам EN 1992-1-1: минимальный (3) и максимальный (4)

тонных и железобетонных конструкций (СНиП 52-01-03) для ненапрягаемой арматуры с профилем по СТО АСЧМ 7-93 европейского типа предусмотрено увеличение длин анкеровки и нахлестки на 15–30% в зависимости от классов бетона и арматуры. В наибольшей мере это касается конструкций из бетона невысоких классов прочности с арматурой класса А500С. Сравнение значений относительной длины анкеровки l_{an}/d для растянутой арматуры класса А500С в растянутом бетоне, вычисленных по СНиП 2.03-01-84, по проекту СНиП 52-01-03 и по евронормам EN 1992-1-1, приведено на рис.2.

Анализ проектной документации, относящейся к монолитному домостроению, показывает, что для случая наиболее широко применяемых классов бетона В25-В30 и стержневой арматуры оптимальной девятиметровой мерной длины изменение длин нахлестки стержней согласно новым требованиям СНиП приведет к увеличению общего расхода растянутой арматуры класса А500С в среднем на 3,5%, а класса А400 на 2,5%. Еще более заметным станет увеличение расхода арматуры в сжатых элементах, а для анкеров закладных деталей оно может достигать 28-30%. Введение новых требований СНиП потребует детального пересмотра многих типовых проектов.

Нельзя не отметить еще одного негативного аспекта, связанного с тотальным переходом на профиль европейского образца, а именно, на невозможность визуально отличить стержни класса А500С от класса А400, который все еще составляет значительную долю поставок металлургических заводов СНГ. По этой причине и строители, и проектировщики зачастую отказываются от использования преимуществ применения высокоэффективной арматуры класса А500С, опасаясь пересортицы в арматурных цехах и на стройплощадках, и выбирают варианты армирования, ориентированные на класс А400.

Вышеизложенные обстоятельства явились основанием для разработки в НИИЖБе принципиально нового периодического профиля для арматурной стали класса А500С.

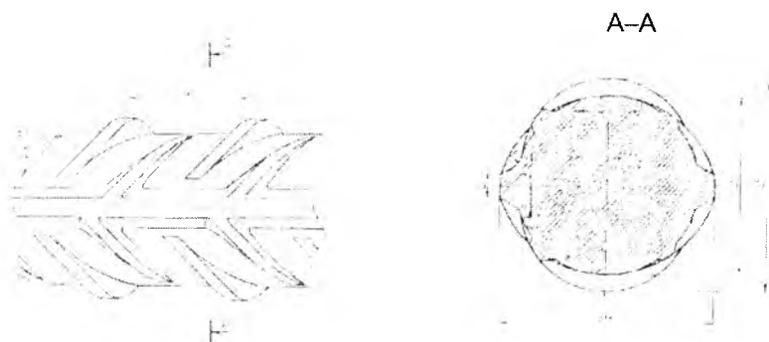


Рис. 3. Арматурный профиль нового типа

Главной целью разработки было получение характеристик сцепления, позволяющих оставить в силе требования действующей нормативно-технической документации, основанные на данных исследований арматуры с профилем по ГОСТ 5781, и следовательно, исключение дополнительных расходов потребителей, связанных с переработкой проектов и увеличением металлоемкости конструкций. Кроме того, представлялось желательным иметь профиль с формой, позволяющий безошибочно различать классы арматуры на стройплощадке.

При разработке конструкции профиля рассматривались следующие задачи:

- обеспечить более высокую, по сравнению с европрофилем, жесткость сцепления при эксплуатационных нагрузках;

- увеличить прочность сцепления при значительных сдвиговых деформациях арматурного стержня относительно бетона, характерных для зон пластических шарниров;

- снизить отрицательное влияние усилий распора в зонах анкеровки на эксплуатационные свойства железобетонной конструкции;

- сделать форму профиля легко отличимой.

Как видно из рис. 1, в и 3, отличительной особенностью формы нового профиля является то, что вершины незамкнутых серповидных ребер располагаются по длине стержня не в одной осевой плоскости, а в двух взаимно перпендикулярных. Разведение вершин смежных пар серповидных выступов на угол 90° по контуру сечения стержня обеспечивает более плотную компоновку зерен крупного заполнителя вокруг сердечника стержня и

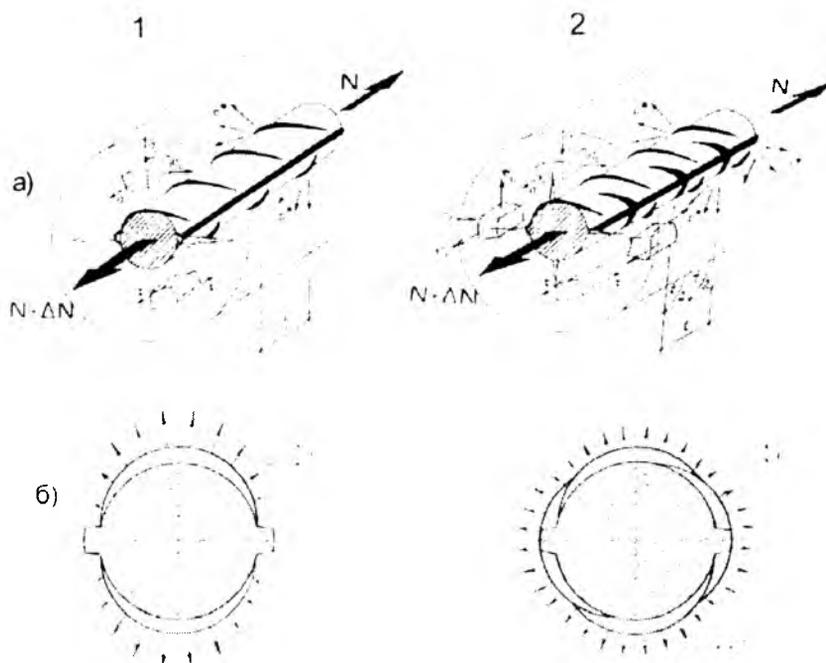


Рис. 4. Схема взаимодействия растянутого арматурного стержня с окружающим бетоном

1 — европейский профиль с серповидными ребрами; 2 — профиль нового типа; а — усилия в бетоне в зоне передачи напряжений с арматуры на бетон; б — распределение усилий распора в поперечном сечении

придает распределению усилий распора более объемный характер, чем у профиля по СТО АСЧМ 7-93 с серповидными ребрами, вершины которых лежат в одной осевой плоскости. Это наглядно проиллюстрировано на рис. 4, где в схематическом виде изображена картина распределения усилий, передаваемых на окружающий бетон арматурным стержнем с европрофилем и с профилем нового типа.

Опытные партии арматуры диаметром 16 и 25 мм с периодическим профилем новой формы были прокатаны на Белорусском металлургическом заводе (РУП БМЗ) и исследованы в НИИЖБе.

Следует отметить, что при оценке анкеровки арматуры в бетоне необходимо учитывать целый ряд особенностей работы конструкции в целом, ее сечений и зон, условий работы арматуры в ней при различных сочетаниях внешних воздействий. Определяющими критериями могут являться характеристики разных стадий процесса нарушения сцепления при возрастающей нагрузке. Поэтому объективно оценить

преимущества того или иного вида арматурного профиля возможно только посредством сравнительных испытаний в условиях, максимально уравнивающих влияние прочих факторов. Именно этой цели служит методика испытаний на вытягивание из бетона арматурных стержней РСб ЕКБ/ФИП/РИЛЕМ.

По этой методике были проведены испытания на вытягивание из

бетона серий стержней, в каждой из которых характеристики сцепления образцов с новым профилем сравнивались (при прочих равных условиях) с аналогичными показателями стержней с профилем европейского образца по СТО АСЧМ 7-93 и профилем с ребрами кольцевой формы по ГОСТ 5781 (табл. 1).

Критерий Рема (относительная площадь смятия под поперечными ребрами), являющийся общепризнанной характеристикой периодического профиля арматуры с точки зрения сцепления с бетоном, определен по формуле

$$f_r = \frac{F_{см}}{\pi \cdot d \cdot t}$$

где d — номинальный диаметр стержня; t — шаг поперечных ребер; $F_{см}$ — площадь проекции поперечных ребер на плоскость, нормальную оси стержня.

Образцы для испытаний представляли собой бетонные кубы размером 250x250x250 мм, армированные одним центрально расположенным стержнем с двумя выпусками: коротким ($L=15$ мм) и длинным ($L=800$ мм).

Длина зоны сцепления с бетоном стержней диаметром 16 мм составляет 100 мм ($6,25d$), а диаметром 25 мм — 125 мм ($5d$); на остальной длине стержня (в пределах бетонного куба) сцепление было искусственно нарушено с помощью отрезка резиновой трубки, надетой на стержень до бетонирования. Использовались двухсекционные формы, в каждой из которых бетониро-

Таблица 1

Параметры периодического профиля стержней, использованных в испытаниях на вытягивание из бетона

Тип профиля	Ном. диаметр, мм	Высота ребра, мм	Шаг периода, мм	Характеристики сцепления	
				Площадь смятия на один шаг периода F_r , мм ²	Критерий Рема, f_r
Новый	16	1,2	12,0	48,02	0,078
То же	25	1,8	18,7	104,2	0,071
Серповидный СТО АСЧМ 7-93	16	1,2	10,0	28,04	0,057
То же	25	1,85	16,5	79,44	0,061
Кольцевой ГОСТ 5781	16	1,2	7,95	56,24	0,141

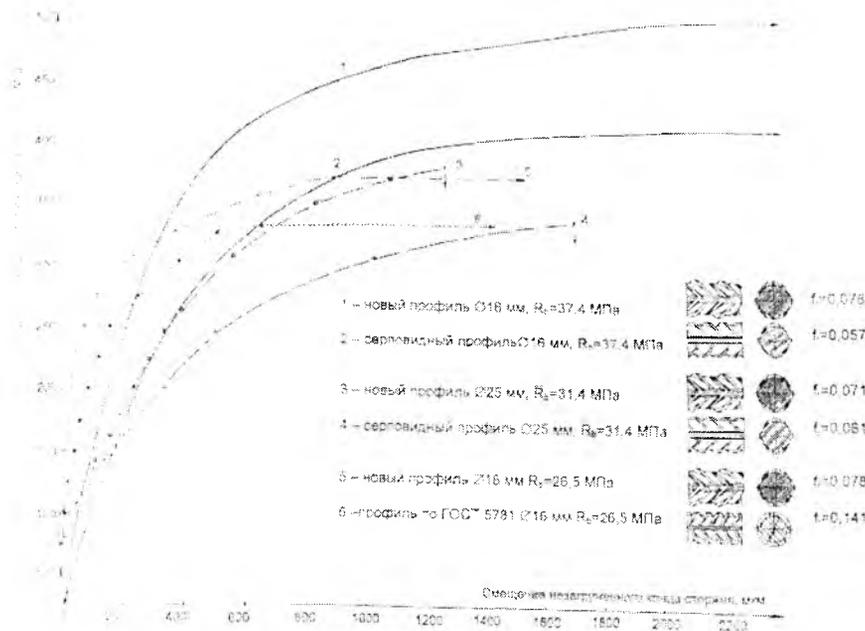


Рис. 5. Результаты испытаний на вытягивание из бетона арматурных стержней с различными типами периодического профиля

вали два образца со стержнями одинакового диаметра (по одному с каждым видом профиля). В каждой серии все образцы были забетонированы из одного замеса и испытаны по прошествии 27 – 28 сут после бетонирования в течение одного дня.

Испытание заключалось в вытягивании из куба, который установлен на опорной плите испытательной машины, арматурного стержня, длинный выпуск которого закреплен в нижнем захвате машины. В процессе вытягивания регистрировали смещения торца короткого выпуска стержня относительно поверхности бетонного куба.

На рис. 5 приведены результаты испытаний на вытягивание в виде графиков зависимости среднего по серии смещения торца незагруженного выпуска от растягивающего напряжения в стержне.

Нарушение сцепления и разрушение всех образцов с арматурой диаметром 16 мм произошло в результате среза бетонных консолей между поперечными ребрами арматуры и носило пластический характер. Разрушение образцов с арматурой диаметром 25 мм произошло от хрупкого раскалывания кубов.

Жесткость сцепления, характеризующаяся наклоном кривых, у арматуры с новым профилем была заметно выше, чем у арматуры европейского профиля, до уровня нагрузки порядка 80% от предельной и выравнивалась при дальнейшем нагружении. В сравнении с профилем по ГОСТ 5781 жесткость сцепления у

нового профиля была практически одинаковой, за исключением зоны начальных этапов нагрузки, где она была несколько ниже. Предельные значения нагрузки для арматуры с новым профилем были значительно выше, чем у арматуры с европейским профилем: на 20% для диаметра 16 мм и на 13% для диаметра 25 мм. В сравнении с профилем по ГОСТ 5781 предельная нагрузка была на 8% более высокой.

Результаты испытаний, представленные на рис. 5, демонстрируют преимущество в работе на сцепление стержней с новым профилем во всех сериях. Взаимное расположение кривых “нагрузка – смещение” указывает на то, что для стержней диаметром как 16, так и 25 мм, новый профиль обеспечивает большую прочность и жесткость сцепления. Тот факт, что раскалывание образцов со стержнями Ø25 мм нового профиля происходило при нагрузке на 12-15% большей, чем со стержнями серповидного профиля (при равной высоте поперечных ребер), позволяет также заключить, что новый профиль может характеризоваться как менее “распорный”, т.е. передающий на окружающий бетон относительно меньшие (или более равномерно распределенные) усилия, нормальные к оси стержня.

Следует отметить, что разница в нагрузке при одинаковых значениях смещения незагруженного кон-

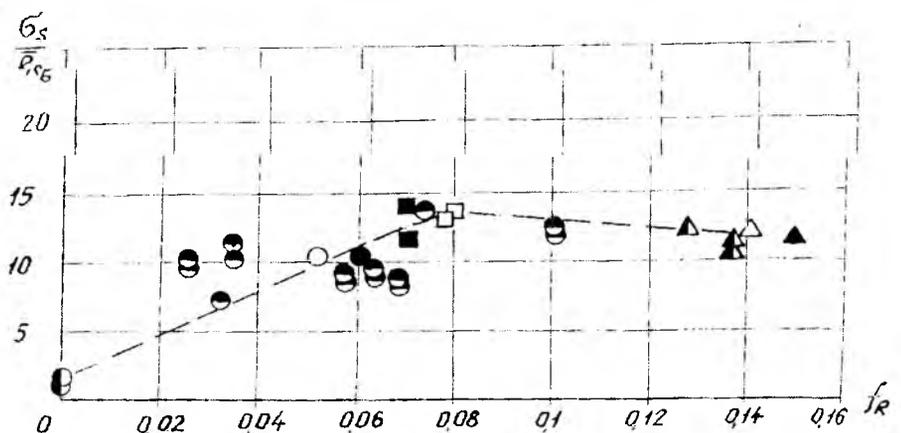


Рис. 6. Зависимость относительного усилия выдергивания арматурных стержней от относительной площади смятия f_R при $l_{an} = 6,25d$ для Ø16 мм и $l_{an} = 5d$ для Ø25 мм

○, □, Δ — стержни с серповидным новым и кольцевым профилями Ø16 мм (A_{500C} , $R_b = 26,5 \text{ Н/мм}^2$, $R_b = 37,4 \text{ Н/мм}^2$);
 ●, ■, ▲ — то же, Ø25 мм (A_{500C} , $R_b = 27 \text{ Н/мм}^2$, $R_b = 31,4 \text{ Н/мм}^2$);
 ○, □, ▲ — стержни гладкие с серповидным и кольцевым профилями Ø16 мм (A_{1000} , $R_b = 27,7 \text{ Н/мм}^2$, $R_b = 31,0 \text{ Н/мм}^2$, $R_b = 39,4 \text{ Н/мм}^2$), по данным НИИЖБ и источника [1]

$$\frac{l_{ан}(f_R)}{l_{ан}(f_R = 0,045)}$$

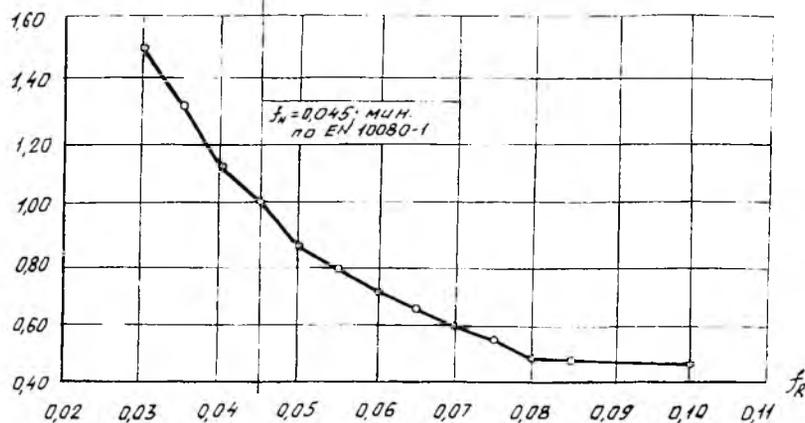


Рис. 7. Зависимость длины анкеровки от относительной площади смятия под поперечными ребрами профиля f_R .

ца для нового и европейского профилей у арматуры $\varnothing 25$ мм была на всех этапах нагружения меньше, чем у арматуры $\varnothing 16$ мм. Это можно объяснить тем, что фактическая относительная площадь смятия поперечных ребер f_R (критерий Рема) нового профиля превышала f_R европейского у стержней $\varnothing 16$ мм на 37%, а у стержней $\varnothing 25$ мм лишь на 16%.

Общеизвестно, что с увеличением f_R (в определенных пределах) прочность сцепления стержня периодического профиля с бетоном возрастает. Для профилей с отношением расстояния между ребрами в свету к их высоте $t_s/h=5-8$ (в эту группу входят практически все применяемые у нас профили горячекатаной стали) в качестве критического уровня f_R , превышение которого не приводит к улучшению сцепления, в ряде источников [1, 2] называется область значений 0,075–0,080.

На рис.6 представлена интерпретация результатов испытаний в виде зависимости относительного усилия вытягивания σ_s/R_b стержней с разными профилями от относительной площади смятия f_R . На график также нанесены данные аналогичных опытов из [1] (наполовину зачерненные значки). Наличие вышеупомянутой области критических значений критерия Рема подтверждается с достаточной очевиднос-

тью. К тем же выводам приходят и авторы фундаментальной работы [2], которые приводят зависимость от f_R длины зоны заанкеривания стержней $l_{ан}$ (рис.7).

Из-за конструктивных особенностей серповидного (европейского) профиля с вершинами поперечных ребер, расположенными в одной осевой плоскости арматурного стержня, обеспечение в массовом прокатном производстве стабильной большой высоты поперечных ребер, гарантирующей f_R на уровне 0,075–0,080 весьма проблематично в техническом отношении. К тому же, как уже отмечалось, увеличение высоты серповидных поперечных ребер в европейском профиле увеличивает усилия распора, снижающие эксплуатационные свойства железобетонных конструкций. Что касается нового профиля, то выполнение для

него оптимальных требований по f_R , как показали опытные прокатки на РУП БМЗ, не встречает каких-либо производственно-технических трудностей и подтверждено введением в согласованный проект ТУ минимального значения 0,078 для сортаментного ряда от 10 до 25 мм.

Изложенное выше позволяет заключить, что нормирование f_R в стандартах на стержневую арматуру очень важно для обеспечения надежной работы железобетонных конструкций. При этом в нормах проектирования целесообразно введение дифференцированного подхода к расчету длин анкеровки в зависимости от устанавливаемых стандартом значений этого критерия.

В качестве безусловного преимущества европрофиля обычно называют повышенную выносливость арматурных стержней по сравнению с арматурой с кольцевым профилем. Для сравнительной оценки поведения арматуры с европейским серповидным и новым профилем при многократно повторяющихся динамических нагрузках были проведены усталостные испытания прокатанных на БМЗ стержней диаметром 25 мм класса А500С с профилем обоих типов, которые имели практически одинаковый химический состав и механические характеристики. Испытания проводили в соответствии с требованиями европейских норм EN-10080 при $\sigma_{max} = 300$ Н/мм², $\sigma_{min} = 120$ Н/мм², $\Delta\sigma = 180$ Н/мм², которые включены также и в проект нового стандарта на арматуру класса А500С.

Данные испытаний (табл.2) позволяют заключить, что выносливость арматуры с новым профилем не ниже, чем у арматуры с европейским серповидным профилем и со-

Таблица 2

Результаты испытаний на выносливость

Тип профиля	№ образца	Поперечные размеры образца, мм ²	Пройдено число циклов	Отметка о разрушении образца
Серповидный новый	Е-1	500,5	2 041 500	нет
	Е-2	499,8	2 035 300	нет
	Е-3	500,0	1 913 800	Обрыв в рабочей зоне
Новый	Н-1	490,2	2 027 500	нет
	Н-2	488,2	2 051 000	нет
	Н-3	500,2	2 025 800	нет

ответствует требованиям как действующего СТО АСЧМ 7-93, так и проекта нового стандарта на арматуру А500С.

Выводы

1. Переход ряда металлургических предприятий на выпуск стержневой арматурной стали с профилем европейского образца (с серповидными поперечными ребрами) привел к необходимости изменения в сторону увеличения нормативных требований к длинам анкеровки и нахлестки рабочей арматуры, приблизив их к соответствующим значениям евроном. Для конструкций без предварительного напряжения с арматурой класса А500С это увеличивает металлоемкость железобетонных конструкций, усложняет конструктивные решения элементов, требует переработки большого объема типовой проектной документации.

2. В НИИЖБ разработан новый арматурный профиль, который, по данным проведенных испытаний, обладает комплексом характеристик сцепления с бетоном, позволяющим не увеличивать проектных значений длин анкеровки и нахлестки арматурных стержней по сравнению с действующими СНиП 2.03.01-84;

обеспечивает выносливостойкость стержней, соответствующую действующему и подготавливаемому к выпуску новому стандарту на арматурную сталь А500С; имеет форму, позволяющую безошибочно визуально идентифицировать класс арматуры, что будет способствовать ускорению массового внедрения и эффективного использования преимуществ арматуры класса А500С.

3. В подготавливаемые к выпуску новые нормы проектирования целесообразно введение требований к длинам анкеровки и нахлестки арматурных стержней, дифференцированных для двух групп профилей, имеющих f_r соответственно:

1) от 0,056 до 0,075 (профили по СТО АСЧМ 7 – 93 и ГОСТ 10884-94);

2) 0,075 и более (профиль с кольцевыми ребрами по ГОСТ 5781-82 и новый профиль с серповидными поперечными ребрами, вершины которых размещаются во взаимно перпендикулярных осевых плоскостях стержня).

4. В формуле расчетного сопротивления сцепления арматуры с бетоном

$$R_{bond} = \eta \cdot R_{bt} ,$$

где η - коэффициент, принимаемый в зависимости от вида профиля; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению; предлагается принять следующие значения коэффициента η :

2,25 - для арматуры с профилями первой группы, что соответствует еврономрам;

3,0 - для арматуры с профилями второй группы.

В этом случае расчетные значения длин анкеровки и нахлестки арматуры с новым профилем останутся на уровне требований СНиП 2.03.01-84.

5. Учитывая выявленные в работе [1] недостатки периодического профиля по ГОСТ 5781 с кольцевыми ребрами, его применение в ограниченных масштабах можно допустить только для производства горячекатаной арматурной стали с нормативным сопротивлением не более 400 МПа.

Библиографический список

1. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит. 2000.

2. Mayer, U. (2002), Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, IWB – Mitteilungen 2002/1.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Б.Ф.ТУРУКАЛОВ, канд. техн. наук; Б.ТАИНГ, инж. (ГОУВПО “Кубанский государственный технологический университет”)

К вопросу о расчете стержневых железобетонных элементов с учетом полных диаграмм деформирования материалов

С 2002 г. в проекте норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций [1-3] наметился переход к общей деформационной модели расчета нормальных сечений стержневых железобетонных элементов. Нисколько не оспаривая правильность такого выбора, необ-

ходимо сказать о некоторых особенностях, которые должны быть при этом учтены.

Прежде всего остановимся на предложениях по нормированию диаграмм деформирования сжатого бетона. На наш взгляд, при этом должны быть фиксированы опорные

параметрические точки, которые делят диаграмму на несколько участков, достаточно хорошо изученных и описанных научной школой О.Я.Берга. Между собой опорные точки в первом приближении могут быть соединены прямыми линиями. Призмению прочность бетона R_b

привязывают к диаграмме " $\sigma_b - \varepsilon_b$ " с помощью зависимости [4] для тяжёлого бетона. На восходящей ветви деформирования сжатого бетона присутствуют две точки, которые оценивают нижний и верхний пределы образования трещин (R_T^0, R_T^V). Для бетонов класса В15–В30 вводится ещё одна промежуточная точка R_T^K между значениями R_T^V и R_b . Опорная точка на нисходящей ветви получена из условия $\sigma_{би} = 0,8R_b$, а $\varepsilon_{би}$ – по предложению, изложенному в [5].

Для тяжёлого бетона естественного твердения координаты опорных параметрических точек диаграммы деформирования сжатого бетона при кратковременном нагружении вычисляют по следующим формулам:

$$R_T^0 = 0,0036 R_b^2 + 0,324 R_b - 1,38;$$

$$\varepsilon_T^0 = (1,133 R_b - 1,60) 10^{-5} \quad (1)$$

$$R_T^V = 0,0031 R_b^2 + 0,690 R_b - 1,65;$$

$$\varepsilon_T^V = (1,874 R_b + 20,4) 10^{-5} \quad (2)$$

$$R_T^K = 0,0030 R_b^2 + 0,888 R_b - 1,01;$$

$$\varepsilon_T^K = (2,250 R_b + 52,3) 10^{-5} \quad (3)$$

$$R_b = R_b; \quad \varepsilon_{bR} = (R_b + 110) 10^{-5} \quad (4)$$

$$\sigma_{би} = 0,8 R_b; \quad \varepsilon_{би} = (4,6 - 0,02 R_b) 10^{-3} \quad (5)$$

Предлагаемые зависимости, описывающие диаграмму деформирования сжатого бетона, имеют хорошие перспективы для их трансформирования при описании более сложных режимов нагружения сжатого бетона.

При нормировании опорных точек диаграммы деформирования арматуры необходимо исходить из особенностей ее механических характеристик. В частности, диаграмму деформирования арматуры без физической площадки текучести разбивают на три участка, а диаграмму деформирования арматуры с физической площадкой текучести – на пять. Координаты опорных точек достаточно полно описаны в [6].

Следующее, о чем необходимо сказать, это учет параметров, которые в настоящее время определяют из условия линейной работы ма-

териала. Сюда относятся коэффициент S , входящий в формулу по вычислению прогиба или выгиба элементов; учет выгиба внецентренно сжатого железобетонного элемента на каждой ступени нагружения, а не ориентация на состояние элемента в момент потери устойчивости.

И последнее, это более сложная процедура расчета нормальных сечений стержневых железобетонных элементов, которая практически невыполнима "вручную". Это требует разработки специальных прикладных программ, которые должны быть тщательно протестированы и сертифицированы для их широкого использования в практике проектирования железобетонных конструкций.

Теперь остановимся на основных положениях расчета нормальных сечений и результатах наших исследований. Методика расчёта элементов заключается в решении системы алгебраических уравнений равновесия суммы продольных сил и изгибающих моментов при введенных в неё аналитических зависимостях " $\sigma - \varepsilon$ " сжатого бетона и арматурной стали, а также взаимосвязи их деформаций, выраженной гипотезой плоских сечений с помощью коэффициентов ψ_s, ψ_b, φ при наличии поперечной трещины. В основу предлагаемой методики расчёта положен деформационный подход, когда вначале задают некоторую деформацию ε_b наиболее сжатого волокна бетона, оценивают напряжённо-деформированное состояние сечения и блока в целом (определяют x_b, σ_s, σ_s' и другие параметры), а затем вычисляют, в зависимости от вида напряжённого состояния, M или N . При расчёте внецентренно сжатых элементов координата приложения продольной силы изменяется в результате появления выгиба элемента.

В методике разработана процедура учета выгиба элемента, основанная на корректировке коэффициента S в зависимости от жесткости сечений по длине стойки. Предлагаемая методика, основанная на использовании метода итерации с точностью расчета до 0,1–0,5 %, при вычислении параметров $\psi_s, \psi_b, \varphi, S, f_c, N$ позволяет построить полные диаграммы деформирования нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых стержневых же-

лезобетонных элементов. Учитывая, что расчет по предлагаемой методике довольно сложен, для его облегчения разработан пакет прикладных программ.

Для оценки влияния вида диаграммы деформирования сжатого бетона и арматурной стали расчет каждого образца выполняли как с использованием кусочно-линейных диаграмм (расчёт 1), так и с использованием криволинейных по предложениям Н.И.Карпенко [6] (расчёт 2). Теоретические расчёты выполнены при вычислении коэффициента Ψ_s по схемам А, В, С:

$$A - \Psi_s = 1,25 - \varphi_{IS} M_{crC} / M - \dots \quad (\text{формула 167 СНиП 2.03.01.84}^*);$$

$$B - \Psi_s = 1 - 0,8 M_{crC} / M;$$

$$C - \Psi_s = 1 - 0,8 \sigma_{s,crC} / \sigma_s.$$

При определении коэффициента ψ_s по случаям А и В точка, относительно которой вычисляли изгибающий момент, принималась лежащей на геометрической оси приведённого сечения (расчёт МГО) или на его нейтральной оси (расчёт МНО). Таким образом, каждую внецентренно сжатую железобетонную стойку рассчитывали по 12, а изгибаемую балку – по 6 схемам.

Остановимся на результатах исследования прочности, устойчивости и деформативности изгибаемых железобетонных балок и внецентренно сжатых колонн. В общем случае проанализировано около 200 образцов. Экспериментальные данные С.С.Ватагина, С.А.Тазехулахова, Е.А.Чистякова взяты из литературных источников. Наибольший интерес представляет расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов, на которых и остановим внимание.

Анализ по 48 образцам, испытанным на действие центрального кратковременного нагружения, показывает, что среднее значение отклонения опытных значений разрушающей нагрузки от расчетных составляет 1,34 % (в сторону более низких расчётных значений) при среднем квадратичном отклонении 10,49 % в случае использования кусочно-линейных диаграмм деформирования материалов и, соответственно,

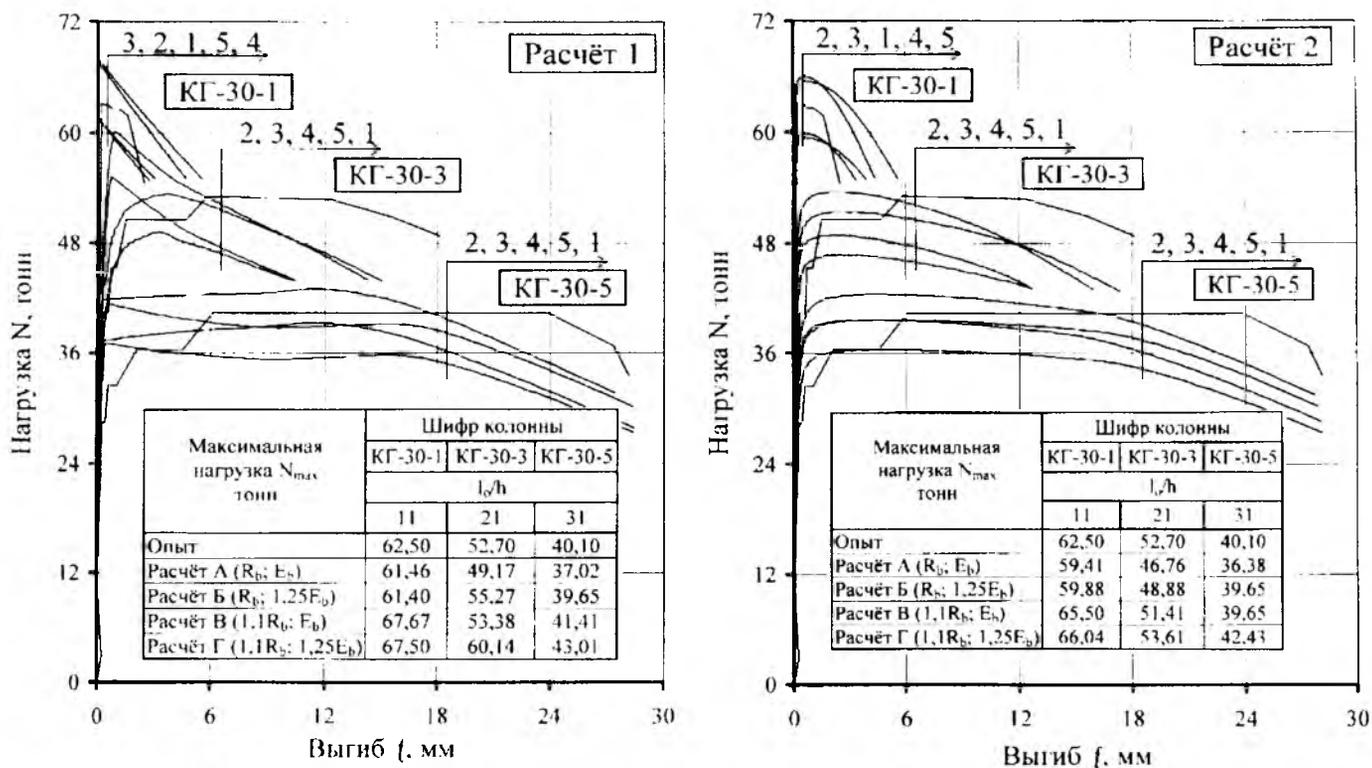


Рис. 1. Диаграммы "нагрузка-изгиб" в зависимости от E_b , R_b колонн серии КГ-30-1,3,5 ($\mu_{ст} = 0,09\%$; $e_0 = 0,01$ см) по схеме МГО
1 — опыт; 2 — расчёт А; 3 — расчёт Б; 4 — расчёт В; 5 — расчёт Г

5,40 и 10,63 % - при использовании криволинейных диаграмм. Практически во всех случаях расчёт 2 даёт меньшие значения разрушающей нагрузки железобетонных стоек, чем расчёт 1.

Установлено, что во внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом коротких железобетонных элементах основным фактором, влияющим на несущую способность, является призменная прочность бетона (рис. 1). Вид диаграммы деформирования сжатого бетона (наклон восходящего участка) оказывают влияние на величину разрушающей нагрузки внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом элементов с гибкостью ($\lambda = l_0/h$) 20 и выше.

Более высокое значение модуля упругости "молодого" бетона (до 60 суток) с призменной прочностью до 25 МПа способствует повышению несущей способности гибких железобетонных стоек до 10 %. Уменьшение модуля упругости бетона прочностью более 30 МПа с возрастом (более 200 суток) приводит к снижению разрушающей на-

грузки железобетонных стоек. В большинстве случаев наблюдается удовлетворительное совпадение опытных зависимостей " $N-f_c$ " центрально сжатых железобетонных образцов с расчетными при стандартных диаграммах деформирования сжатого бетона.

Напряжённо-деформированное состояние внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом стоек, испытанных при кратковременном действии нагрузки, проанализировано на 99 образцах.

При расчёте с использованием кусочно-линейных зависимостей деформирования материалов более точное совпадение с опытными данными по разрушающей нагрузке имеет расчёт 1-МГО-В, при котором среднее отклонение от опытных значений составляет 2,86 % (в сторону более низких расчётных значений), а среднеквадратичное отклонение 11,64 %. Примерно такие же данные получены при расчёте 1-МГО-А. Наилучшие совпадения с опытными данными имеют расчёт 1-МГО-С и расчёт 1-МНО-С, в которых опыт-

ные значения разрушающей нагрузки колонн оказываются на 8,5–8,8 % меньше расчётных, а среднеквадратичное отклонение составляет около 14 %. В целом расчёт 1-МГО и расчёт 1-МНО дают примерно одинаковые средние значения по всем 99 образцам. Расчёт с использованием криволинейных зависимостей деформирования материалов по предложениям Н.И.Карпенко показывает, что наилучшие совпадения с опытными данными дают расчёты 2-МГО-А (3,69 % и 12,74 %) и расчёт 2-МНО-В (1,66 % и 12,95 %), наихудшие – расчёт 2-МГО-С и расчёт 2-МНО-С, в которых расчётное значение разрушающей нагрузки не дотягивает до опытного примерно на 12 %, а среднеквадратичное отклонение составляет около 16 %.

Численный эксперимент показывает, что во внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом элементах без растянутой арматуры или с ее количеством до 0,1 % отмечается занижение расчётных значений разрушающей нагрузки, по сравнению с опытными данными, до 20 %.

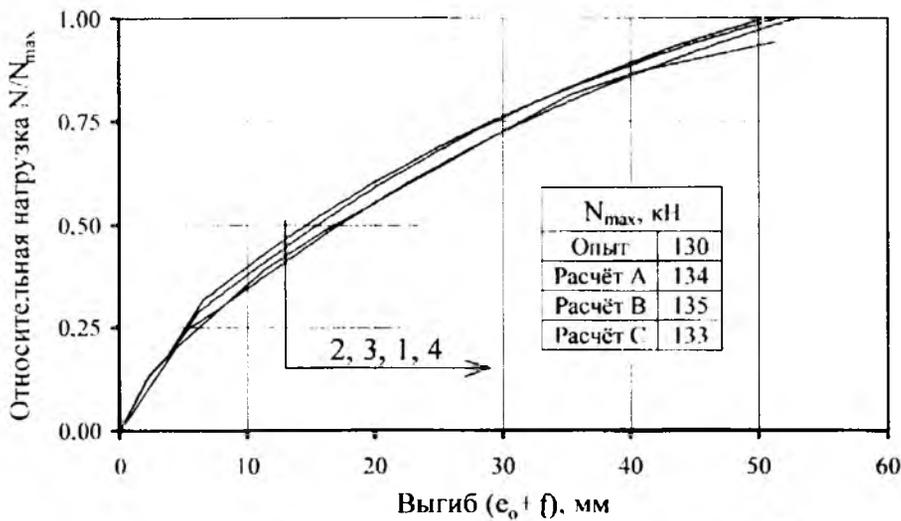


Рис. 2. Диаграммы "относительная нагрузка-выгиб" в зависимости от Ψ_s колонны КГ-11-4 ($\mu_{st} = \mu_{sc} = 1,56\%$; $R_b = 12,4$ МПа; $e_0/h = 0,77$; $l_0/h = 31$) по расчёту 1-МГО
1 — опыт; 2 — расчёт А; 3 — расчёт В; 4 — расчёт С

Это, на наш взгляд, объясняется особенностями развития нормальной трещины, в частности остановкой ее роста, изменение направления на 90° , что отмечено во многих исследованиях при испытании таких элементов. С увеличением длины элемента и его гибкости несоответствие уменьшается до 7,5–10 % для расчёта 1 и 12–15 % – для расчёта 2.

Во внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом элементах с

гибкостью более 20 вид диаграммы (наклон восходящего участка), а также призменная прочность бетона влияют на величину разрушающей нагрузки в пределах 6–15 %. В образцах из бетона малой и средней прочности наблюдается практически полное совпадение опытных и расчетных зависимостей "нагрузка-выгиб" (рис. 2). Расчёт прочности, устойчивости и деформативности внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом железобетонных

элементов, выполненных из бетона с призменной прочностью более 30 МПа и имеющих растянутую арматуру в количестве более 0,8 %, необходимо проводить по схеме МГО-В при увеличении деформаций в опорных точках диаграммы " $\sigma_b - \epsilon_b$ " на 45 % (рис. 3).

Проанализировано также напряжённо-деформированное состояние 14 серий коротких внецентренно сжатых железобетонных колонн, каждая серия имела по два образца-близнеца. Теоретические значения разрушающей нагрузки вычисляли по шести схемам: стандартной кусочно-линейной (расчёт 1) и криволинейной (расчёт 2) диаграммам деформирования материалов при трёх вариантах определения коэффициента Ψ_s (расчёты А, В, С). Во всех случаях использована схема МГО. Получено практически полное совпадение опытных и расчётных по всем шести схемам значений разрушающих нагрузок. Среднее отклонение по разрушающим нагрузкам находится в пределах 2,27–3,84 %, среднеквадратичное отклонение 5,54–5,99 %.

Расчеты показывают, что коэффициент S, входящий в формулу по вычислению выгиба f_c внецентренно сжатого железобетонного элемента, в начальной стадии нагружения изменяется от 0,125 до 0,1 при расчете центрально сжатых элементов и до 0,113 – 0,117 при расчете внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом приложения нагрузки.

Выводы

1. Разработана универсальная методика, позволяющая выполнять расчеты прочности, устойчивости и деформативности изгибаемых и внецентренно сжатых стержневых железобетонных элементов с использованием полных диаграмм " $\sigma - \epsilon$ " бетона и арматуры. Для теоретической оценки напряжённо-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых стержневых железобетонных элементов удовлетворительные результаты даёт пошаговый итерационный расчёт с корректировкой параметров Ψ_s , Ψ_b , ϕ , а для внецентренно сжатых стоек, дополнительно, выгиба элемента f_c , про-

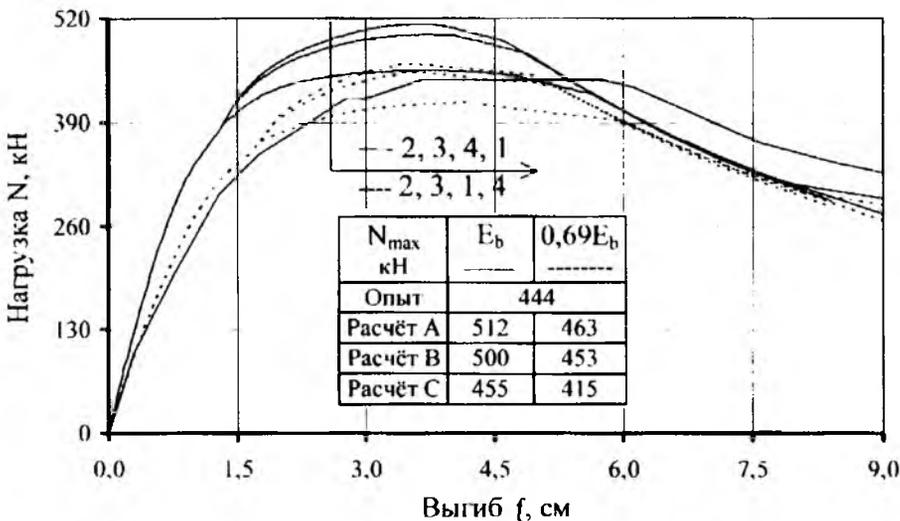


Рис. 3. Диаграммы "нагрузка-выгиб" в зависимости от Ψ_s , E_b колонны КГ-17-1 ($\mu_{st} = \mu_{sc} = 1,52\%$; $R_b = 31,5$ МПа; $e_0/h = 0,17$; $l_0/h = 31$) по расчёту 1-МГО
1 — опыт; 2 — расчёт А; 3 — расчёт В; 4 — расчёт С

дольной силы N и параметра S , с точностью 0,1–0,5 %. Разработанный пакет прикладных программ позволяет оперативно и с большой точностью обрабатывать экспериментальные данные.

2. Установлено, что в качестве опорных точек диаграммы деформирования сжатого тяжелого бетона можно принять параметрические точки, выявленные О.Я.Бергом. Эту диаграмму следует рассматривать как стандартную. Вместе с тем опорные параметрические точки диаграммы деформирования сжатого бетона не являются стационарными.

3. Расчёт изгибаемых, а также внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом железобетонных элементов необходимо проводить

по схеме, в которой коэффициент Ψ_s вычисляются по формуле проекта норм $\Psi_s = 1 - 0,8M_{сгс}/M$. При этом для внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом железобетонных элементов точка, относительно которой определяется изгибающий момент, должна лежать на геометрической оси приведённого сечения.

Библиографический список

1. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчёт прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. – № 2. – с. 21–26.
2. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А.,

Чистяков Е.А. Расчёт трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. – № 3. – с. 15–19.

3. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчёт деформаций железобетонных конструкций по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. – № 5. – с. 12–16.

4. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.

5. Ильин О.Ф., Залесов А.С. Опыт построения обобщенного метода расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей свойств различных бетонов // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. – М., 1979. – с. 152–163.

6. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 412 с.

А.ИВАНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Особенности расчета колонн многоэтажных монолитных зданий с учетом продольного изгиба

Расчет колонн с учетом влияния продольного изгиба производится либо по деформированной схеме – в составе конструктивной системы, либо упрощенным способом, выделяя колонну из системы и рассчитывая ее на усилия, найденные из расчета системы по недеформированной схеме.

При расчете по деформированной схеме и учете влияния прогибов колонны от действия продольной силы на полный момент в любом сечении колонны производится расчет всей конструктивной системы в целом для определения граничных условий по концам колонны.

Рассмотрим деформированное состояние колонны, являющейся элементом рамной конструкции. В монолитной системе концы колонны жестко соединены с другими элементами в узлах сопряжения и в результате общей деформации системы могут поворачиваться под действием моментов в узлах и смещаться. В этом случае расчетную систему колонны можно представить в виде стержня, концы которого в общем виде испытывают поворот и смещение, определяемые из расчета всей системы известными методами строительной механики (см. рисунок). Длина стержня делится на n участков длиной u , жесткость которых различна, но по длине каждого из них постоянна и определяется в за-

висимости от действующих усилий. Для учета влияния поворота заделок стержня и их смещения в расчетную схему вводятся по концам условные дополнительные участки с номером ($i = -1$ и $i = n + 1$).

Описание изогнутой оси для i -го участка делается исходя из уравнения

$$D_i f_i'' = M_i, \quad (1)$$

где D_i – жесткость i -го участка; M_i – изгибающий момент; f_i'' – кривизна оси, определяемая по методу конечных разностей по формуле

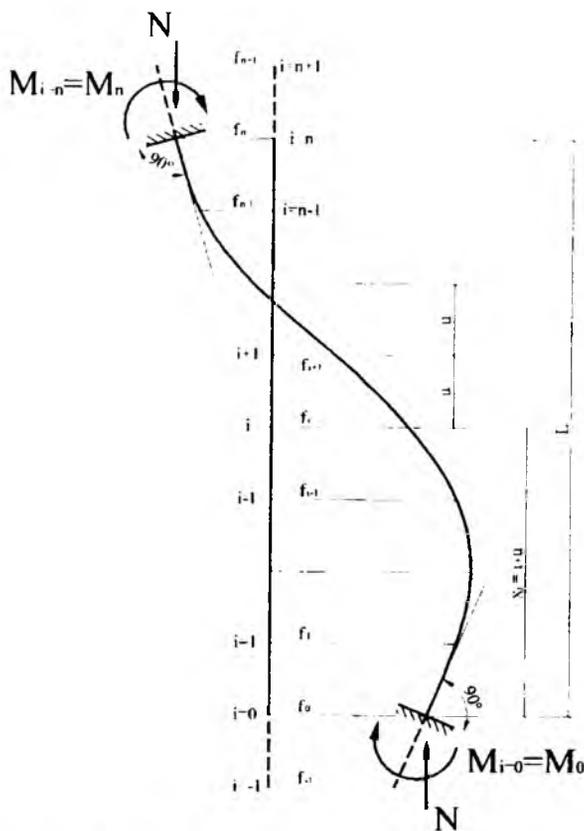
$$f_i'' = \frac{f'_{i,j+1} - f'_{i-1,j}}{u}, \quad (2)$$

где

$$f'_{i,j+1} = \frac{f_{j+1} - f_j}{u}; \quad f'_{i-1,j} = \frac{f_j - f_{j-1}}{u}.$$

Здесь f_{j-1} , f_j , f_{j+1} – смещения оси стержня в узлах сопряжения отдельных участков от первоначального положения.

Внешний момент M_i для любого i -го участка равен



Расчетная схема стержня

$$M_i = M_0 \cdot \frac{l-x_i}{l} + M_n \cdot \frac{x_i}{l} - N \cdot f_i + N \cdot f_0 \cdot \frac{l-x_i}{l} + N \cdot f_n \cdot \frac{x_i}{l} ; \quad (3)$$

где M_0 - момент в нижней заделке ($i=0$); M_n - момент в верхней заделке ($i=n$); l - длина стержня; x_i - расстояние от нижней опоры до рассматриваемого участка, $x_i = u \cdot i$; N - продольная сила; f_0 - смещение нижней опоры ($i=0$); f_n - смещение верхней опоры ($i=n$).

Подставив (2) и (3) в (1), получим

$$\frac{f_{i-1}}{u^2} + \left(\frac{N}{D_i} - \frac{2}{u^2} \right) f_i + \frac{f_{i+1}}{u^2} - M_0 \frac{l-x_i}{l \cdot D_i} - M_n \frac{x_i}{l \cdot D_i} = \frac{N}{l \cdot D_i} = \frac{N}{l \cdot D_i} [f_0(l-x_i) + f_n x_i] \quad (4)$$

при $n=1, 2, 3 \dots n-1$.

Участки изогнутой оси, примыкающие к опорам с заделками (от $i=0$ до $i=2$ и от $i=n-2$ до $i=n$), аппроксимируются полиномом второй степени при условии перпендикулярности касательной к оси в точке $i=0$ и $i=n$ плоскости соответствующих опор

$$f_1 - \frac{f_2}{4} = \frac{5f_0}{4} - \frac{f_{-1}}{2} \quad (5)$$

Смещение опор задается величинами f_0 и f_n , а повороты заделок разностями

$$f_{-1} - f_0 \quad \text{и} \quad f_n - f_{n+1}$$

Для определения прогибов на каждом участке f_i и опорных моментов M_0 и M_n решается совместно система линейных уравнений (4).

Определение прогибов и моментов производят методом последовательных приближений. На первом шаге принимают жесткость на всех участках, как для упругого тела, и определяют все прогибы. По этим прогибам и известной продольной силе для каждого участка определяют моменты по (3), а затем с использованием

деформационной модели (или по зависимости $M = \frac{1}{r}$) определяют жесткость D_i как частное от деления момента на кривизну. С учетом этих жесткостей (переменных по длине стержня) вновь решают систему уравнений и находят новые значения прогибов и моментов. Это повторяется до тех пор, пока искомые величины не будут отличаться более чем на заданную величину.

Более простое, но и более приближенное решение может быть получено, рассматривая отдельно колонну, выделенную из системы, на действие усилий по ее концам, полученным из расчета по недеформированной схеме. В этом случае влияние прогиба на увеличение изгибающего момента в колонне учитывается введением к начальному эксцентриситету продольной силы (или к начальному моменту) коэффициента продольного изгиба η , а условия опирания по концам колонны в узлах системы принятием соответствующего значения расчетной длины колонны с помощью коэффициента расчетной длины, приводящего расчетную схему колонны к стержню с шарнирными опорами.

Значение коэффициента η при расчете конструкций по недеформированной схеме определяют по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (6)$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки; N_{cr} - условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} \quad (7)$$

где D - жесткость железобетонного элемента, определяемая по формуле

$$D = 0,1 \cdot \frac{E_b I}{\varphi_1 \cdot \delta_e} + E_s \cdot I_s \quad (8)$$

Здесь I, I_s - моменты инерции соответственно всего сечения бетона (без учета трещин) и сечения всей продольной арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения элемента; φ_1 - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на

прогиб элемента в предельном состоянии $\varphi_1 = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1}$;

M_1, M_{j1} - изгибающие моменты внешних сил относительно центра тяжести сечения растянутой (или наименее сжатой) арматуры соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок; $\delta_e = \frac{e_o}{h}$, но не менее 0,3; l_o - расчетная длина элемента.

Расчет по прочности (с учетом продольного изгиба) прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при эксцентриситете продольной силы $e_o \leq \frac{h}{30}$ и гибкости $\frac{l_o}{h} \leq 20$ можно производить из условия

$$N \leq N_{ult}, \quad (9)$$

где N_{ult} - предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент, определяемое по формуле

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) \quad (10)$$

Здесь A - площадь бетонного сечения; $A_{s,tot}$ - площадь всей продольной арматуры в сечении элемента; φ - коэффициент, принимаемый по таблице в зависимости от гибкости элемента

Расчетную длину l_o внецентренно сжатого элемента определяют, как для элементов рамной конструк-

l_o/h	6-12	16	20
φ	0,9	0,8	0,7

ции, с учетом ее деформированного состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Представляют интерес рекомендуемые международными нормами Еврокода 2* различные упрощенные методы для расчета колонн. Одним из них является метод расчета, основанный на использовании коэффициента продольного изгиба.

Изгибающий момент с учетом прогиба M_{Ed} определяется по формуле

$$M_{Ed} = M_o \cdot \left(1 + \frac{\beta}{N_B} \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} - 1 \right), \quad (11)$$

где M_o - начальный момент, найденный по недеформированной схеме; N_B - критическая сила, определяемая по формуле Эйлера; N_{Ed} - расчетная продольная сила; β - коэффициент, учитывающий распределение начальных моментов по длине колонны, принимаемый равным:

$\frac{\pi^2}{8}$ - при равномерном распределении начальных моментов по длине колонны;

$\frac{\pi^2}{10}$ - при распределении по параболе;

$\frac{\pi^2}{12}$ - при распределении по треугольнику с максимумом в середине длины колонны.

Допускается принимать $\beta = 1$.

Формулу (11) можно представить в виде (при $\beta = 1$):

$$N_{Ed}(e_o + f) = N_{Ed} \cdot e_o \cdot \eta, \quad (12)$$

где f - прогиб; e_o - начальный эксцентриситет, равный $\frac{M_o}{N_{Ed}}$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}}$$

Следовательно, учет влияния прогиба аналогичен изложенному ранее. Различие состоит лишь в определении критической силы N_B (в формуле (6) она обозначена N_{cr}).

Другим рекомендуемым способом является метод, основанный на использовании кривизны.

Расчетный момент определяется по формуле

$$M_{Ed} = M_o + M_2 = M_o + N_{Ed} \cdot f, \quad (13)$$

где прогиб f определяется через кривизну $\frac{1}{r}$ по формуле

$$f = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_o^2}{C}. \quad (14)$$

Для колонн с постоянным сечением по длине коэффициент C , учитывающий распределение кривизны по длине колонны, равен 10, а кривизна определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = k_r \cdot \frac{1}{r_o}, \quad (15)$$

где

$$k_r = \frac{n_k - n}{n_k - n_{bo}} \leq 1;$$

$$\frac{1}{r_o} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}; \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s};$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}; \quad n_k = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}; \quad n_{bo} = 0,4;$$

A_c, A_s - площадь сечения соответственно бетона и арматуры; f_{cd}, f_{yd} - расчетные сопротивления соответственно бетона сжатию и арматуры растяжению; d - рабочая высота сечения колонны.

* Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings. 2003 г.

Расчетную длину колонн для любого метода определяют в зависимости от того, находится ли она в смещаемой или несмещаемой системе (т.е. могут ли концы колонны смещаться относительно друг друга по горизонтали), по формулам:

в несмещаемой системе

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}, \quad (16)$$

в смещаемой системе

$$l_0 = l \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}, \quad (17)$$

$$l_0 = l \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right), \quad (18)$$

Принимается большее значение l_0 по формулам (17) и (18).

В этих формулах коэффициенты k_1 и k_2 учитывают относительную податливость верхней и нижней опор колонны к повороту и принимаются равными

$$k_1(k_2) = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EJ}{l}, \quad (19)$$

где θ - угол поворота соответствующей опоры от момента M ; EJ - изгибная жесткость, которая должна включать эффект трещинообразования, если расчет в предельном состоянии не показывает, что трещин нет; l - длина колонны.

ИНФОРМАЦИЯ

II-я ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ ПО БЕТОНУ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНУ

Российское научно-техническое общество строителей, Госстрой России, Ассоциация «Железобетон» и другие организации приглашают Вас на II Всероссийскую конференцию по проблемам бетона и железобетона, которая состоится 6-9 сентября 2005 г. в Москве, совместно с 15 Ассамблеями RILEM.

Железобетон сегодня доминирует в строительстве. В России его производством и применением занимаются более трех тысяч предприятий, сотни проектных институтов, испытательных лабораторий, десятки кафедр, два специализированных НИИ. Это более одного миллиона специалистов.

Для расширения связей и сопоставления российского и мирового опыта в качестве пленарных докладчиков на предстоящую конференцию приглашены ведущие российские ученые и специалисты, а также руководители крупнейших международных отраслевых организаций: Международного союза лабораторий по испытанию материалов и конструкций - RILEM, Международной федерации по железобетону FIB и др.

Помимо проведения пленарных заседаний, на конференции будет организована работа различных секций и состоится практически семинары, слушателям которых будут выданы соответствующие квалификационные свидетельства. В рамках конференции будут проведены тематическая выставка и конкурс на лучшую разработку последних лет в области бетона и железобетона. Победителям будут вручены дипломы.

На II Всероссийской конференции у специалистов появится реальная возможность установления деловых контактов. Для этих целей предусмотрена обширная программа неофициального общения: деловые обеды, банкет, выставки, экскурсии, посещение театров и многое другое.

Мы надеемся, что в работе II Всероссийской конференции примет участие широкий круг заинтересованных лиц, прежде всего профессионалов.

ТЕМАТИКА КОНФЕРЕНЦИИ

- Проектирование составов бетона заданного качества
- Новые вяжущие и добавки для бетонов
- Зола, шлаки и рециклированные материалы в технологии бетона
- Легкие и ячеистые бетоны
- Специальные бетоны и композиты
- Товарный бетон в строительстве: проблемы обеспечения качества
- Вопросы технологии бетонирования, арматурные и опалубочные работы
- Заводская технология сборного железобетона
- Металлическая и неметаллическая арматура: тенденции и перспективы
- Железобетонные конструкции зданий и сооружений

- Железобетон в мостостроении и транспортном строительстве
- Железобетон в высотном строительстве
- Бетон и железобетон в архитектуре
- Железобетон в сейсмостойком строительстве
- Железобетон в фундаментном и подземном строительстве
 - Методы расчета и проектирования железобетонных конструкций
 - Обеспечение долговечности бетона и железобетона в различных средах, морозостойкость бетона
 - Ремонт, восстановление и реконструкция зданий и сооружений из железобетона
 - Новые методы испытаний материалов и конструкций
 - Проблемы стандартизации в условиях действия закона «О техническом регулировании»
 - Сертификация и гарантии качества продукции
 - Железобетон в защите окружающей среды
 - Применение железобетона как определяющий фактор устойчивого развития строительства
 - Международное сотрудничество в области бетона и железобетона

Дополнительную информацию о конференции, выставке и конкурсе Вы можете получить в рабочей группе оргкомитета: Россия, 109428, Москва, Рязанский проспект, д. 61. НИИЖБ

Тел. 174 7665; E-mail: ysv@niizhb.ru

НАУЧНЫЙ КОМИТЕТ

Председатель –

Гусев Борис Владимирович, чл.-корр. РАН, президент РИА

Заместитель председателя –

Звездов Андрей Иванович, академик-секретарь секции «Строительство» РИА, директор НИИЖБ

Ученые секретари –

Волков Юрий Сергеевич, чл.-корр. МАЭИС
Фаликман Вячеслав Рувимович, чл.-корр. РИА

Члены научного комитета –

- Баженов Юрий Михайлович, академик РААСН, МГСУ
- Бондаренко Виталий Михайлович, академик РААСН, МГАКХ
- Комохов Павел Григорьевич, академик РААСН, ПГУПС
- Крылов Борис Александрович, академик РААСН, НИИЖБ
- Саркисов Павел Джibraелович, академик РАН, МГХТУ
- Серых Роман Леонидович, академик РИА, МАДИ

Подкомитеты научного комитета –

- Материалы, качество, технологии, долговечность
- Конструкции, здания и сооружения, теория, нормы и стандарты

ОРГАНИЗАЦИОННЫЙ КОМИТЕТ

Председатель –

Фурманов Борис Александрович, РНТО строителей

Заместители председателя -

Баринаева Лариса Степановна, зам. председателя Госстроя РФ

Звездов Андрей Иванович, Национальный комитет fib

Фаликман Вячеслав Рувимович, Национальный комитет RILEM

Ответственные секретари -

Абрамова Галина Евгеньевна, РНТО строителей
Волков Юрий Сергеевич, НИИЖБ

Состав организационного комитета -

- Гурова Галина Германовна, КТБ ЖБ
- Дмитриев Александр Николаевич, ДНиПП Правительства Москвы
- Дубцов Олег Васильевич, РНТО строителей
- Старостина Людмила Александровна, «Строительный эксперт»
- Теличенко Валерий Иванович, МГСУ
- Травуш Владимир Ильич, ЦНИИЭП им. Б.С. Мезенцева
- Трамбовецкий Владимир Петрович, НИИЖБ
- Ушаков Виктор Васильевич, МАДИ
- Хомерики Владимир Кириллович, РИА

СЕМИНАРЫ И КРУГЛЫЕ СТОЛЫ

- Системы управления качеством на основе стандартов серии ISO 9000
 - Контроль качества бетонных работ на стройплощадке
 - Проектирование составов бетона с учетом условий среды эксплуатации железобетонных конструкций
 - Новые нормы проектирования железобетонных конструкций
 - Особенности строительства высотных зданий
 - Энергосбережение на предприятиях сборного железобетона
 - Современные физико-химические методы исследования строительных материалов
 - Международное сотрудничество в области бетона и железобетона

Государственное унитарное предприятие Научно – исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) имеет в свободной продаже литературу, подготовленную ведущими сотрудниками института:

В.Г. Батраков « Модифицированные бетоны. Теория и практика», 1998., об. 486 стр. Изд. 2-ое, переработанное и дополненное. Обобщены результаты исследований автора в области модифицирования бетонов, рассмотрены теоретические основы модифицирования бетонов и свойства модификаторов, дана их классификация, проанализированы принципы и основные области применения модификаторов.

С.А. Мадатян « Арматура железобетонных конструкций», 2000г., об. 256 стр.

В книге рассмотрены классификация, терминология, способы производства и методы испытания обычной и напрягаемой арматуры. Подробно рассмотрены свойства унифицированной свариваемой арматуры класса А500С.

Н.И. Карпенко « Общие модели механики железобетона», 1996г. Об. 412 стр.

Обобщены построения общих физических соотношений-связей между напряжениями и деформациями или их приращениями, представлены критерии оценки прочности и трещиностойкости бетона при объемных и частных напряженных состояниях.

А.Ф. Милованов «Стойкость железобетонных конструкций при пожаре», 1998г., об.395стр.

Рассмотрено поведение железобетонных конструкций при стандартном пожаре и после него, проанализировано напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций при кратковременном воздействии огня.

А.Ф. Милованов, В. В. Соломонов, З.М. Ларионова «Высокотемпературный нагрев ж/б перекры-

тий при аварии на Чернобыльской АЭС». Об. 75 стр., 2000г.

Рассмотрено поведение железобетонных конструкций во время аварии и после нее, дан анализ аварии и влияния высокотемпературного нагрева и радиации на высокотемпературную эрозию бетона, на изменение физико-механических свойств цемента, заполнителей, бетона и арматуры при нагреве до 1600⁰.

А.Ф. Милованов, В.В. Соломонов, И.С. Кузнецова, Т.Н. Малкина « Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности ж/б конструкций».МДС 21-2.2000., об. 92 стр.

В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая «Методические рекомендации по контролю прочности бетона монолитных конструкций ультразвуковым методом способом поверхностного прозвучивания». МДС 62-2.01,2001г.

Монография «Железобетон в XXI веке», коллектив авторов, председатель ред.коллегии А.И. Звездов. 2001г. Об.683 стр. Состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России.

Труды 1-ой Всероссийской конференции по бетону и железобетону, проходившей 9-14 сентября 2001 г. «Бетон на рубеже третьего тысячелетия» в 3-х томах, об. 1820 стр. В конференции приняли участие специалисты из более чем 30 стран мира. Тематика докладов охватывает все области применения бетона и железобетона в современном строительстве.

Справки по телефону: 174 7665, факс 174 7677, 174 7724

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаятин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербяков

Подписано в печать 22.09.04. Формат 60х88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4.0 Заказ № 1285

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

E-mail: magbeton@rambler.ru
Тел. 292-6205, 703-9762

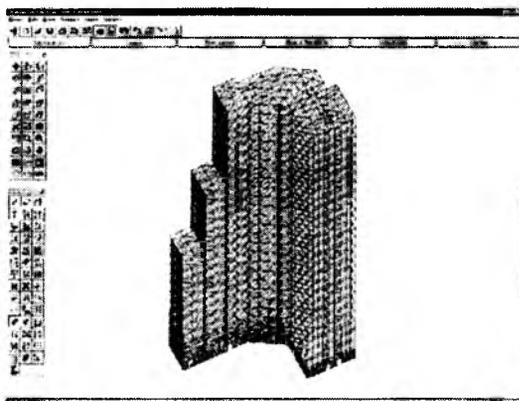
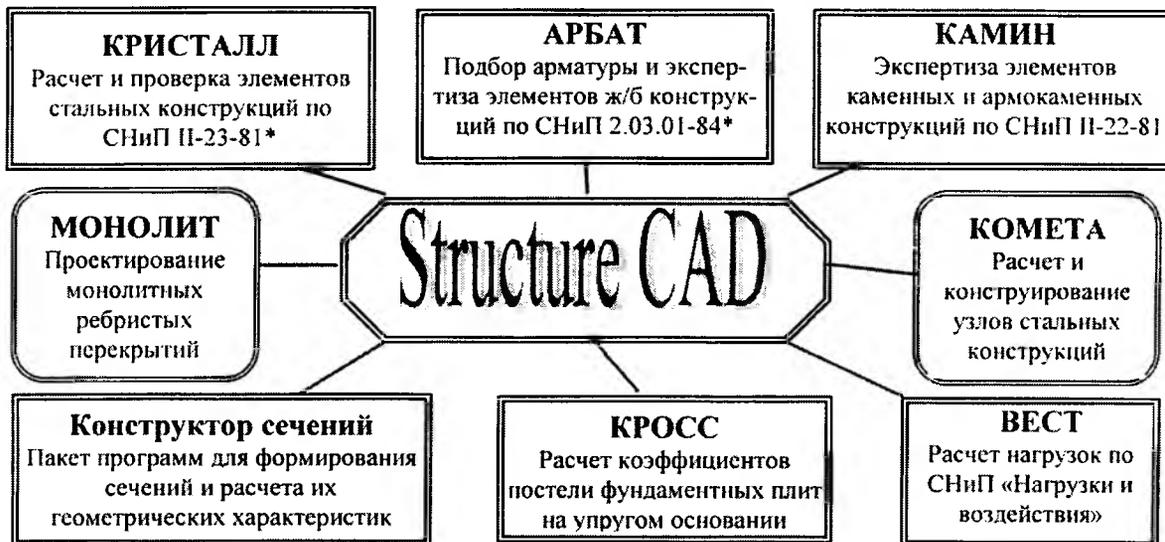
Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40



Комплекс программ SCAD Office -

инструментарий инженера-проектировщика

Вычислительный комплекс SCAD является расчетной системой конечноэлементного анализа конструкций и ориентирован на решение задач проектирования зданий и сооружений достаточно сложной структуры, где основные трудности представляет определение напряженно-деформированного состояния конструкции. Комплекс снабжен модулями анализа прочности и подбора сечений элементов стальных конструкций, а также арматуры в элементах железобетонных конструкций.



Все программы пакета можно подразделить на три группы: проектно-аналитические – КРИСТАЛЛ, АРБАТ и КАМИН; проектно-конструкторские – КОМЕТА и МОНОЛИТ; вспомогательные расчетные программы ВЕСТ, КОНСТРУКТОР СЕЧЕНИЙ, КОНСУЛ, СЕЗАМ, ТОНУС, КРОСС.

В основу разработки проектно-аналитических программ пакета положен принцип ориентации на строгое и, по возможности, полное выполнение требований, представленных в нормах по проектированию конструкций.

Проектно-конструкторские программы служат для разработки конструкторской документации на стадии детальной проработки проектного решения. От настоящих рабочих чертежей это отличается некоторыми непринципиальными деталями.

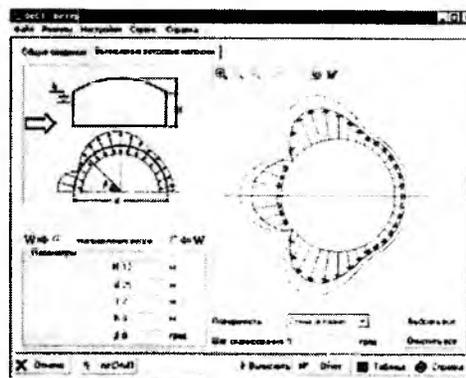
Программа ВЕСТ предназначена для определения нагрузок и воздействий на элементы строительных конструкций.

ВК SCAD, программы КРИСТАЛЛ, АРБАТ, ВЕСТ и КАМИН сертифицированы ГОССТРОЕМ РОССИИ

ВК SCAD аттестован в НТЦ ЯРБ ГОСАТОМНАДЗОРа.

ООО «СКАД СОФТ», (095) 267-40-76

www.scadgroup.com; scad-soft@mtu-net.ru





ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Приборы оснащены функциями определения коэффициента совпадения Kс, типа контролируемого изделия и вычисления класса бетона В. Обеспечивается автоматическая обработка и архивирование результатов измерений. Диапазон измерения прочности 3...100 МПа.

Объем памяти 500 значений. Возможность занесения 9 индивидуальных зависимостей.

ИПС-МГ4.03

Объем памяти 15000 значений. Возможность занесения 20 индивидуальных зависимостей. Расширенный режим измерения с возможностью выбора вида заполнителя, возраста и условий твердения бетона.

ПОС-30(50)МГ4 «Отрыв»

Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Оснащены электронным силоизмерителем, индикацией скорости нагружения, автоматической обработкой измерений.

Диапазон:5...100 МПа
Максимальное усилие анкера:
ПОС-30МГ429,4 кН (3000 кгс)
ПОС-50МГ449,0 кН (5000 кгс)

ПОС-50МГ4 «Скол»

Измеритель прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Диапазон:
методом скалывания10...70 МПа
методом отрыва5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-МГ4

Измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362.

Диаметр контролируемой арматуры3...9 мм
Диапазон усилия200...6000 кгс (1,96...59 кН)

ЗИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре железобетонных изделий частотным методом по ГОСТ 22362.

Диапазон напряжений 100-1800 МПа в арматуре диаметром 3-32 мм длиной 3-18 м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 «100/250»

Измеритель теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256. Диапазон определения коэффициента теплопроводности0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 «Поток»

Измеритель прочности тепловых потоков по ГОСТ 25380 трехканальный с режимом самописца (до 15 суток). Диапазон измерения плотности тепловых потоков2...500 Вт/м²
Диапазон измерения температуры: -30...+100 °С

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ МГ4.01 - измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 5 суток).

Диапазон измерения плотности тепловых потоков10...999 Вт/м²
Диапазон измерения температуры-20...+85 °С

ТЦЗ-МГ4.01 - термометр цифровой зондовый. Одно- и двухканальный, с режимом самописца (до 15 суток).

Диапазон измерения температуры: -20...+250 °С

МГ4Д - измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588. 8 пород древесины.

МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича, древесины по ГОСТ 16588, 21718. Настройка на 13 видов бетона и кирпича. 8 пород древесины.

МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы.

Диапазон измерения влажности1...60%

ИПА-МГ4

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры железобетонных конструкций магнитным методом по ГОСТ 22904.

Диапазон измерения защитного слоя3...100 мм
При диаметре стержней3...40 мм

Анемометр ИСП-МГ4

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры. Имеет режим самописца (до 24 часов).

Диапазон измерения:
скорости воздушного потока0,3...30 м/с
температуры-20...+100 °С

Измерители адгезии ПСО-МГ4

Предназначены для определения прочности сцепления защитных и облицовочных покрытий с основанием.

Максимальное усилие отрыва:
ПСО-2.5МГ42,45 кН (250 кгс)
ПСО-5МГ44,90 кН (500 кгс)
ПСО-10МГ49,80 кН (1000 кгс)

Вибротест-МГ4+

Измеритель виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов. Имеет режим самописца (до 25 часов).

Диапазон измерения частоты2...1000 Гц
Диапазон измерения амплитуды0,01...20 мм

454084, г. Челябинск, а/я 8538, тел./факс (3512) 90-16-85, 90-16-13,
г. Москва, НИИ ЖБ, Рязанский пр., 61, тел./факс (095) 174-78-01, 174-72-05
e-mail: stroypribor@chel.surmet.ru, www.stroypribor.ru