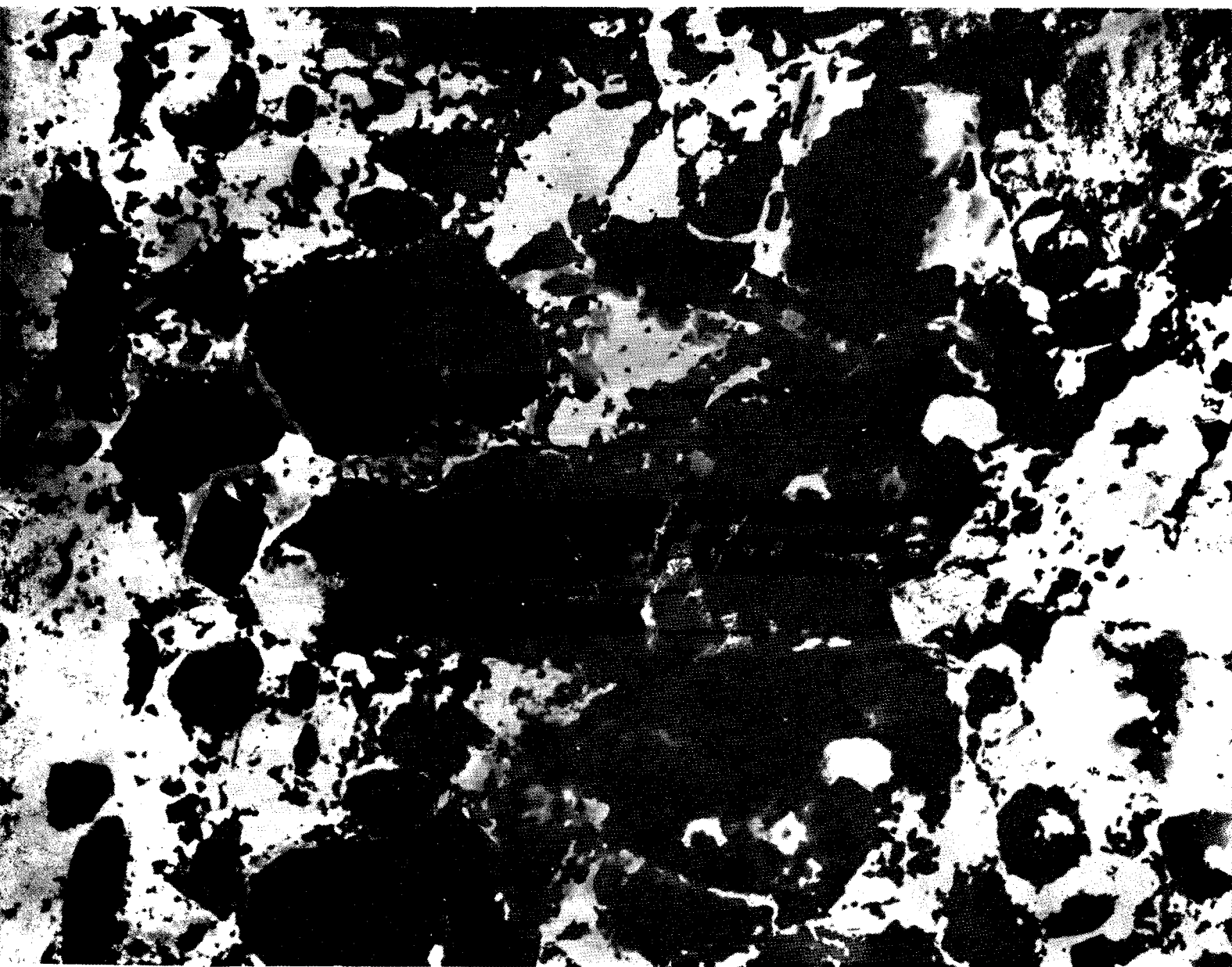


08

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

2002



2002. № 1-6

Вологодская областная универсальная научная библиотека

[www.vlbooksite.ru](http://www.vlbooksite.ru)



предлагает современные малогабаритные приборы контроля и управления тепловыми процессами

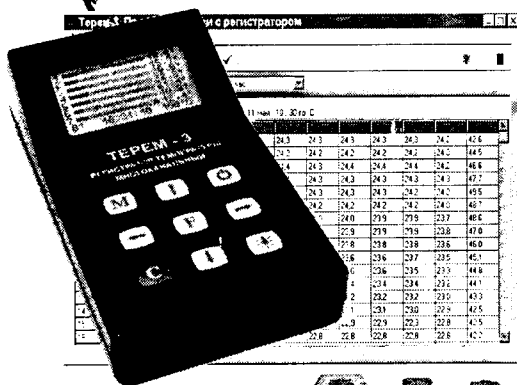
## МОБИЛЬНЫЙ ТЕРМОГРАФИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС ТЕРМОКОМ-4



Состоит из 4 миниатюрных, автономных термографов, 4 магнитных контейнеров для них, адаптера и программного обеспечения. Предназначен для регистрации температуры *в реальном времени* на мобильных и труднодоступных объектах. Считывание, программирование и анализ информации выполняются на персональном компьютере или приборе ТЕРМОСКОП-1.

Диапазон температур:	минус 10...+85 °С
Период отсчетов:	от 1.....255 минут
Количество сохраняемых отсчетов:	до 2048
Габариты термографа (толщина/ диаметр):	6/ 17мм
Габариты прибора ТЕРМОСКОП-1:	145x70x25

## МНОГОКАНАЛЬНЫЕ ТЕРМОРЕГИСТРАТОРЫ СЕРИИ ТЕРЕМ

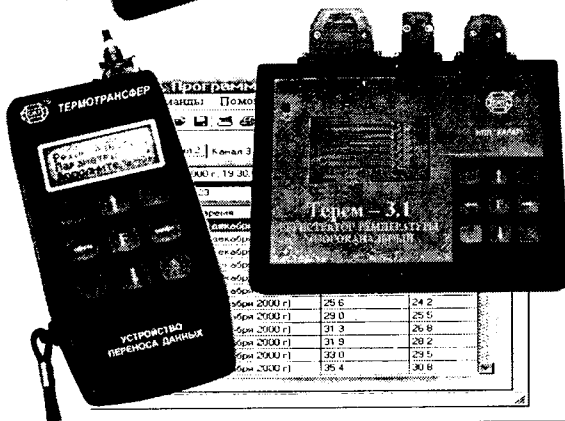


**ТЕРЕМ-3.0** предназначен для контроля, регистрации в реальном времени и отображения информации, поступающей от 8 термopарных датчиков и датчика влажности.

Диапазон измерения температуры:	минус 25...+125 °С
Диапазон измерения влажности:	0...98 %
Количество каналов измерения:	10
Габаритные размеры:	195x105x58 мм

**ТЕРЕМ-3.1** предназначен для контроля, регистрации и отображения информации о температуре объектов.

Диапазон измерения температуры:	минус 40...+125 °С
Габаритные размеры:	195x140x55 мм
Количество каналов измерения:	8

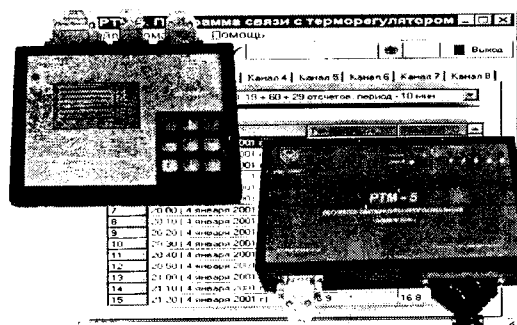


Приборы оснащены оптоинтерфейсом или проводным интерфейсом RS485 и специальными программами компьютерного анализа, обработки и архивации информации.

**ТЕРМОТРАНСФЕР** предназначен для считывания, хранения и беспроводной передачи на компьютер информации из группы регистраторов ТЕРЕМ-3.1 и регуляторов РТМ-5.0.

*Приборы внесены в реестр типовых средств измерений, применяются при ускоренном твердении монолитного и сборного железобетона, при автоматизации и контроле процессов термообработки ж/б изделий в камерах различного типа.*

## 8-КАНАЛЬНЫЙ ТЕРМОРЕГУЛЯТОР-РЕГИСТРАТОР РТМ-5.0



Предназначен для автоматического программного регулирования процессов термообработки ж/б изделий в пропарочных камерах по предварительно заданной программе. Имеет гибкое программирование, оснащен интерфейсом RS485 и программами компьютерного анализа. Возможен беспроводный сбор и передача на компьютер информации с группы регуляторов посредством прибора "Термотрансфер".

**Предприятие также выпускает:**

- приборы контроля прочности, влажности материалов
- виброметры, виброанализаторы, дефектоскопы
- измерители параметров армирования
- термогигрометры, малоинерционные термометры

454080, Челябинск-80, а/я 9544  
тел./факс: (3512) 655-638, 608-742  
E-mail: carat@chel.surnet.ru. carat@niizhb.ru  
Http://www.carat-ndt.ru

Московское представительство  
в НИИЖБ тел.: 174-75-13, 174-74-49

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>МАЙЕР ГАНС ГЕРД.</i> Система европейских стандартов на бетон и составляющие материалы.....	2
<b>БЕТОНЫ</b>	
<i>УШЕРОВ-МАРШАК А.В., БАБАЕВСКАЯ Т.В., ЦИАК М.</i> Методологические аспекты современной технологии бетона .....	5
<i>ХАХУТАШВИЛИ Г.Н.</i> Пластические свойства легкобетонных смесей.....	8
<b>АРМАТУРА</b>	
<i>МАДАТЯН С.А., ДЕГТЯРЕВ В.В.</i> Прочность изгибаемых элементов, армированных стержнями класса А500С, соединенными внахлестку без сварки .....	10
<i>ШЕСТЕРКИН М.Н.</i> Свойства арматурной стали класса А500С, поступающей на стройплощадки Москвы .....	14
<b>В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ</b>	
<i>ШУБИК А.В.</i> Предложения по расчету железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил с учетом фактора времени .....	16
<i>БЕЛОКОПЫТОВА И.А., МАЛЯРЕНКО А.А., СКОРУК Л.Н.</i> Анализ некоторых положений СНиП 2.03.01-84* с использованием программы АРБАТ.....	20
<b>ТЕОРИЯ</b>	
<i>БОНДАРЕНКО В.М.</i> Диалектика механики железобетона .....	24
<i>БАЛЯВИЧЮС Р., ДУЛИНСКАС Е.</i> Учет линейной ползучести в расчетах железобетонных элементов .....	27



## Система европейских стандартов на бетон и составляющие материалы

### I. Европейская организация по стандартизации – СЕН

Разработка всей системы европейских стандартов ведется в рамках специально созданной для этой цели организации, имеющей французскую аббревиатуру СЕН (Comite European de Normalization). Центральный секретариат этой организации расположен в Брюсселе (Бельгия). Действительные члены СЕН – национальные организации по стандартизации стран Западной и Центральной Европы. В нее входят Австрия (4), Бельгия (5), Чешская республика (3), Дания (3), Финляндия (3), Франция (10), Германия (10), Греция (5), Ирландия (3), Исландия (1), Италия (10), Люксембург (2), Нидерланды (5), Норвегия (3), Португалия (5), Испания (8), Швеция (4), Швейцария (5), Великобритания (10) (цифры в скобках соответствуют числу голосов, которое имеет национальная организация по стандартам при утверждении того или иного документа). Европейские стандарты должны приниматься большинством в 71% от общего числа голосов.

Некоторые страны Центральной и Восточной Европы участвуют как "приглашенные члены" СЕН. Это Албания, Болгария, Хорватия, Кипр, Эстония, Венгрия, Латвия, Литва, Мальта, Польша, Румыния, Словакия, Словения, Турция.

Статус "ассоциированного члена" принят для некоторых европейских ассоциаций, сотрудничающих с СЕН, например, FIEC – Федерация европейских подрядчиков.

Действительные члены могут участвовать во всех мероприятиях СЕН и имеют право голоса при принятии европейских стандартов. Приглашенные и ассоциированные члены также могут участвовать в работе этой организации, но без права голоса.

Разработка стандартов – задача технических комитетов СЕН. Например, технический комитет СЕН/ТС 51 имеет дело стандартами на цемент и строительную известь; далее следует указать ТС 104 – бетон; ТС 154 – заполнители; ТС 250 занимается стандартами для расчета конструкций и т.д.. Все страны-члены СЕН могут участвовать в работе технических комитетов. Европейские технические ассоциации в соответствующих областях также приглашены участвовать в процедуре подготовки стандартов. После принятия евростандарта соответствующие национальные стандарты в пределах определенного периода времени должны быть отменены.

Если несколько европейских стандартов касаются

одного и того же предмета, например, стандарт на продукцию и связанные с ним стандарты на испытания этой продукции, они могут формировать "Пакет стандартов". Для такого пакета единая дата введения может быть установлена по дате принятия последнего стандарта из пакета.

Соглашения в рамках СЕН требуют, чтобы в течение периода разработки того или иного евростандарта национальные стандарты по этому же предмету не разрабатывались и не пересматривались.

### II. Гармонизация евростандартов. Директива ЕС по строительной продукции

Период интенсивной разработки единых евростандартов начался, когда Европейская комиссия приняла решение об устранении барьеров для торговли между государствами – членами ЕС. Это решение вытекало из Договора об образовании Европейского экономического сообщества (ЕЭС), подписанного в 1957 г. (Римский договор). Цель договора состояла в том, чтобы устранить барьеры для торговли и установить Общий рынок. Среди барьеров, препятствующих развитию свободной торговли, также указывались "технические барьеры", в частности технические инструкции и стандарты стран-членов, содержащие противоречащие друг другу положения.

Первые 25 лет действия договора развитие Общего рынка было более или менее сосредоточено на стирании таможенных и коммерческих барьеров. Прогресс в устранении технических барьеров был незначителен, в особенности, в области строительства. Главная причина состояла в том, что процедура сближения требований национальных стандартов во всех деталях оказалась слишком трудна. Для решения этой проблемы и ускорения гармонизации стандартов было решено, что в евростандартах должны быть отражены наиболее существенные требования к продукции, а также к методам испытаний.

Общая концепция требований к строительной продукции была изложена в "Директиве Совета ЕС от 21 декабря 1988 г. о сближении законодательных регламентирующих и административных положений стран-членов ЕС, касающихся строительной продукции (89/106/ЕЕС)" с поправками в соответствии с директивой 93/68/ЕЕС от 22 июля 1993г.

Директива CPD (английская аббревиатура: Construction Product Directive) имеет цель установить для широкого диапазона всей строительной продукции

систему, которая, с одной стороны, заменит национальные технические условия и стандарты на евростандарты и, с другой стороны, гарантирует, что "существующие и гарантированные уровни защиты прав потребителя в странах-членах ЕС не снизятся".

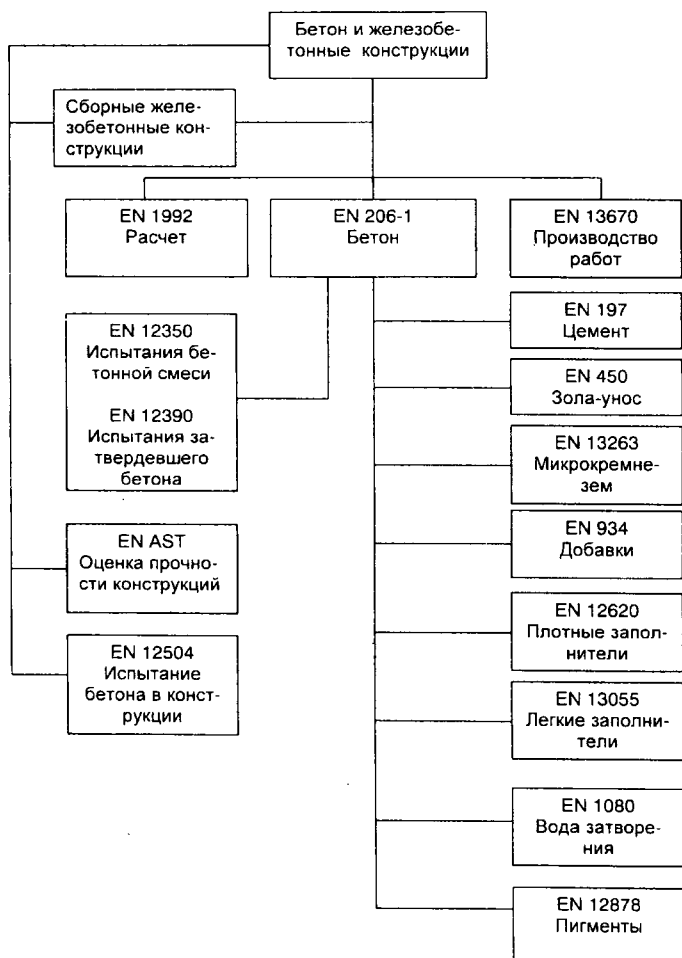
Разработка европейских стандартов стала важным инструментом развития интеграции стран-членов ЕС на уровне не только государственном, но и среди промышленных групп и отдельных предприятий этих стран.

После признания указанной директивы для разработки конкретных стандартов в конце 80-х годов было основано большое число технических комитетов CEN. В настоящее время находятся в разработке или приняты приблизительно 600 стандартов по строительной продукции, а также 1400 сопутствующих стандартов (главным образом, на методы испытаний).

### III. Европейские стандарты на бетон и составляющие материалы

Основной стандарт в этой области (EN206-1) "Бетон: технические требования, производство и критерии соответствия". Приведенная на рисунке схема показывает соотношения между EN206-1 и стандартами на расчет, стандартами на составляющие материалы и стандартами на испытания и производство работ.

Структура евростандартов на бетон и железобетон



Из этой схемы видно, что для применения EN206-1 в конкретном производстве, с одной стороны, необходимы стандарты на методы испытания бетона, и, с другой стороны, нужен также пакет стандартов на цементы, заполнители, добавки и т.д. с соответствующими стандартами на их испытания\*.

Стандарт EN 1504 содержит технические требования для различных изделий и систем защиты и ремонта бетона и железобетона и содержит общие правила производства и контроля качества. Для унификации оценки свойств ремонтных смесей имеется пакет из приблизительно 90 стандартов, где прописаны процедуры испытаний.

### IV. Евростандарт на бетон EN 206-1

EN 206-1 был принят CEN весной 2000 г. Теперь этот стандарт становится единым для всех стран-членов этой организации, и соответствующие стандарты будут действовать только до декабря 2003г. Эта дата назначена потому, что некоторые из европейских стандартов на составляющие материалы для бетона пока не готовы (например, стандарт на заполнители).

Основные концепции EN 206-1 были доложены на 13-м Европейском конгрессе по товарному бетону в июне 2001г. в Берлине и опубликованы в трудах 1-й Всероссийской конференции по бетону и железобетону. Ниже упомянуты только некоторые положения этого стандарта.

EN 206-1 содержит требования по:

- составяющим материалам для изготовления бетона
- оценке свойств бетонной смеси и затвердевшего бетона
- ограничениям по составам
- правилам поставки бетонной смеси
- процедуре контроля производства бетона
- критериям и оценке соответствия свойств бетона заданным требованиям

#### Технические требования к бетону

Для обеспечения прочности, надежности и долговечности проектируемого здания или сооружения из железобетона эти требования должны содержать следующие данные:

- требования к соблюдению указаний стандарта EN 206-1
- класс бетона на сжатие
- класс среды эксплуатации
- максимальный размер крупного заполнителя
- класс ограничений по содержанию хлоридов

\* С развернутой структурой стандартов можно ознакомиться в Ассоциации "Железобетон" ([www.concrete.ru](http://www.concrete.ru)) — примечание редакции.

Таблица 1

Класс бетона по прочности на сжатие	Прочность бетона, МПа	
	в цилиндре	в кубе
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105
C100/115	100	115

И дополнительно для товарного бетона:

— класс по удобоукладываемости или контрольные значения величин подвижности смеси.

Классы бетона по прочности приведены в табл. 1.

Классы среды эксплуатации (ХО, ХС, Х, ХС, ХF, ХА) обусловлены воздействием различных агрессивных сред и особенностями условий эксплуатации. Классы ограничений по содержанию хлоридов приведены в табл. 2.

То или иное значение класса среды эксплуатации и класса по содержанию хлоридов для армированного бетона определяется проектировщиком в зависимости от ответственности сооружения, условий эксплуата-

Таблица 2

Бетон в конструкции	Максимальное содержание хлоридов, в % от массы цемента	Обозначение класса по содержанию хлоридов
Без арматуры и закладных деталей	1,0	Cl 1
С металлической арматурой и закладными деталями	0,2	Cl 0,2
	0,4	Cl 0,4
С напрягаемой стальной арматурой	0,1	Cl 0,1
	0,2	Cl 0,2

ции и ограничений, действующих в районе строительства.

### Заключение

Полный пакет стандартов СЕН в области бетона будет введен в действие и заменит соответствующие национальные стандарты в европейских странах уже в ближайшее время.

Следует отметить огромное влияние, которое оказывает работа СЕН на мировой процесс нормотворчества. Эти стандарты широко изучаются за пределами Европы и в том числе в Международной организации по стандартизации ИСО.

В основу разрабатываемых стандартов ИСО на бетоны и железобетон положены евростандарты СЕН.

### Послесловие к статье проф. Г. Майера

Статья проф. Г. Майера отражает огромный процесс нормотворчества в строительстве, который в настоящее время идет в Европе. Всего в работе находится около 2000 документов, из них по бетону, железобетону и составляющим материалам, включая методы испытаний, более 100. Упомянутые в статье евростандарты готовились, конечно, не на пустом месте. В основу многих из них были положены действующие стандарты DIN (Германия), BS (Великобритания), ASTM (США) и др.

Следует подчеркнуть тщательность подготовки окончательных текстов стандартов. Так, упомянутый в статье стандарт на бетон EN206-1 разрабатывался более 10 лет. За это время членам СЕН было разослано для замечаний и внесения поправок 27 редакций этого документа.

Основной массив отечественных стандартов в области бетона и железобетона, включая СНиП, устарел, и в ближайшее время предстоит большая работа по его обновлению и пересмотру. Эта работа уже началась. В частности, ГОСТ 30515 на цемент отчасти унифицирован с евростандартами EN 197 и EN 196. Плохо только, что наши специалисты не принимали участия в работе технического комитета ТК51 СЕН, который этот стандарт разрабатывал. Унификация "вдогонку" оставляет нерешенными ряд вопросов.

Следует особо подчеркнуть, что в списке стран действительных и приглашенных членов СЕН России нет. В обозримом будущем, когда в перечисленных странах произойдет замена национальных стандартов на евростандарты, продвижение российской строительной продукции на рынки этих стран будет существенно затруднено из-за отсутствия сертификатов на соответствие требованиям этих стандартов, а иногда даже из-за незнания о существовании каких-то из них. Поэтому, помимо интересной информации, статья проф. Г. Майера содержит прямое указание на необходимость скорейшего присоединения России к европейской практике нормотворчества. В этом — одна из главных задач строительного комплекса России.

Публикуя статью проф. Г. Майера, редколлегия журнала и Ассоциация "Железобетон" приглашают читателей к обсуждению проблемы состояния нормативной базы в области бетона и железобетона в России.

**В.Р. Фаликман**, канд. хим. наук,  
зам.директора НИИЖБ,  
вице-президент Ассоциации "Железобетон";  
**Ю.С. Волков**, канд. техн. наук,  
рук. отдела НИИЖБ,  
член программного комитета Ассоциации  
"Железобетон"

А.В.УШЕРОВ-МАРШАК, д-р техн. наук, проф., Т.В.БАБАЕВСКАЯ, инж. (Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры);  
МАРЕК ЦИАК, канд. техн. наук (Университет Варминско-Мазурский, Польша)

## Методологические аспекты современной технологии бетона

Накопление и использование огромных массивов знаний и информации в области бетоноведения к концу XX века резко интенсифицировало характер эволюционного развития технологии бетона. Из бетонов, названных бетонами нового поколения, возведены уникальные сооружения: мосты, тоннели, высотные здания [1–3].

Составляющими новых бетонов служат известные компоненты: цементы, заполнители, высокоэффективные химические добавки, реакционноспособные или инертные минеральные дисперсные добавки, микроарматура. Однако существенно меняется рецептура, установлены новые закономерности в проявлении свойств бетонных смесей, уточняется методология бетоноведения. Прогресс отмечен в основном на счет добавок-разжижителей, способных радикально модифицировать свойства бетонных смесей при значительном снижении их водосодержания [4, 5] (см. таблицу).

При практически одинаковом механизме действия эффективность модификаторов пластифицирующего типа, как справедливо отмечал В.Батраков [6], зависит от структуры, наличия и вида функ-

ционально активных групп, их расположения в молекулах, длины и формы цепей, молекулярной массы. Добавки также назвали добавками нового поколения. Отличительная их особенность, по мнению авторов [4, 5], кроется в том, что, находясь в адсорбированном на зернах цемента и новообразованиях состоянии, они создают так называемый "стерический" эффект

способности бетонных смесей (рис.1).

Высокая эффективность новых добавок значительно обострила в общем также не новую проблему их совместимости (compatibility) между собой (при комплексном введении), с цементами, главным образом из-за содержания в них  $C_3A$  и гипса, минеральными дисперсными компонентами. Совмес-

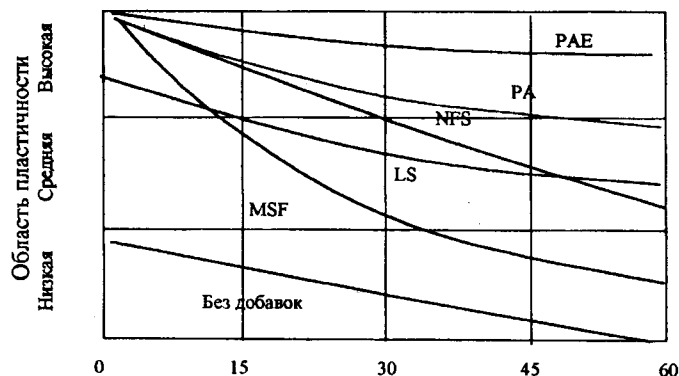


Рис. 1. Сохранность свойств бетонной смеси  
1 — контрольная проба; 2 — LS; 3 — NSF; 4 — PAE; 5 — CAE

отталкивания. Этот эффект, обусловленный формами цепей и характером зарядов на поверхности зерен цемента и гидратов, представляется основной причиной длительного сохранения жизне-

тимость определенным образом связывает свойства суперпластификатора и твердеющего цемента с реологическими характеристиками бетонной смеси, темпом твердения и свойствами бетона и др.

Один из путей решения этой методологической задачи основан на феноменологическом уровне методом термокинетики, который позволил установить явление кинетической селективности влияния химических добавок на процессы твердения [7]. Мы исходили из по-

Год открытия	Тип	Символ	Снижение водосодержания, %
1939	лигносульфонат	LS	5–15
1960	сульфомеламинформальдегид	MSD	5–25
1932	сульфонафталинформальдегид	NSF	15–25
1993	поликарбосилан	PA	20–30
1997	эфмр поликарбосилановый	PAE	25–40
1997	сополимер акриловый	CAE	25–45

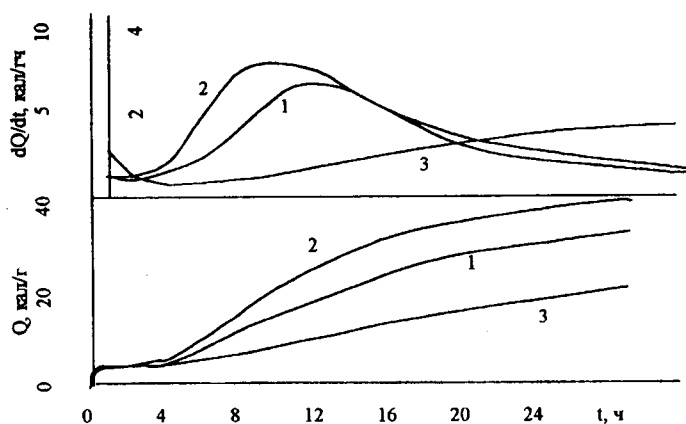


Рис. 2. Пример термокинетической оценки влияния добавок на твердение цемента  
1 — контрольный; 2 — ускоритель твердения; 3 — пластификатор "Релаксол"

нятного тезиса — технологический эффект применения добавки вызван механизмом ее действия на "элементарные" стадии гидратации: смачивание, адсорбцию, химическую реакцию, зародышеобразование и кристаллизацию и др. Выделить каждую из стадий в чистом виде затруднительно, а интегрально оценить результаты влияния добавок с помощью термокинетики вполне возможно (рис.2).

Гидратация цемента, с точки зрения термокинетики, — медленнопротекающий процесс со слабыми тепловыми эффектами, характеризуется, как хорошо известно, двумя экзоэффектами. Первый из них обусловлен преимущественно адсорбционными процессами, второй — зародышеобразованием и кристаллизацией гидратов. Суперпластификатор за счет вклада теплоты адсорбции увеличивает первый экзоэффект, снижая величину второго вследствие замедления гидратообразования.

Ускорители твердения, напротив, интенсифицируя химические реакции, обуславливают рост значений второго экзоэффекта. Любые добавки меняют продолжительность основных периодов ранней гидратации — индукционного, ускоренного и замедленного. Таким образом, термокинетика, количественно характеризуя влияние добавок на скорость и полноту тепловыделения, позволяет прибли-

зиться к пониманию механизмов их действия. Методологическая целесообразность термокинетического анализа доказана нами совместно с НИИЖБ при обосновании режимов синтеза и составов модификаторов, в том числе и комплексных, с различными степенями совместимости и влияния на технологические эффекты [6, 7].

В качестве примера успешного решения одной из методологических задач бетоноведения можно привести разработку методик оценки реологических и технологических характеристик высокоподвижных бетонных смесей с распылом 400...600 мм. В этом случае известный показатель — осадка конуса не позволяет полно и количественно характеризовать бетонные смеси. В связи с этим предложены новые средства реометрии и параметры: напряжение на срез в пластическом состоянии (shear yield stress) и пластическая вязкость (plastic viscosity). Кроме того, в чисто технологическом плане способность литых смесей течь и эффективно заполнять объем в форме или опалубке оценивается с помощью простых и доступных  $Y$  и  $V$ -образных приборов-приспособлений [8].

Модификаторы последнего поколения позволили намногу повысить эффективность высокодисперсных минеральных добавок, называемых в нашей литературе

наполнителями. К наиболее применяемым относятся: микрокремнезем (15...20 м<sup>2</sup>/г), молотый песок кварцевый (100...400 мкм), кварцевая и известняковая мука (5...20 мкм), а также молотые шлаки и золы-уноса. Их содержание в бетонной смеси может достигать 40% объема растворной части. Соответственно снижается содержание крупного заполнителя. Бетоны с высоким, вплоть до 100%, содержанием высокодисперсных порошков, активно участвующих в становлении свойств бетонной смеси и бетонов, получили название Reactive Powder Concrete (RPC) [3].

При этом явно прослеживается пересмотр роли крупного и мелкого заполнителей, дисперсных порошков в бетоне [2, 3, 9]. Кстати, вполне назрела необходимость пересмотреть корректность термина "наполнитель". Он принят только в СНГ с последующим введением абсолютно некорректного определения "наполненный" бетон. Полагаем уместным заметить, что в СНГ проявляется особый интерес к использованию далеко не всегда обоснованной и целесообразной терминологии [10]. Такие понятия, как кластеры, закон створа, каркасная и интенсивная раздельная технологии, фрактальные и диссипативные системы, самоорганизация и симметрия и т.п. ничем не обогатили ни бетоноведение, ни технологию. Ведь, как выразился совершенно справедливо один зарубежный профессионал, "прогресс — в изменении технологии, а не терминологии". Именно изменения в технологии, как итог соблюдения главного методологического принципа единства новых знаний и действий, приводят к прогрессу. Постараемся развить эту мысль далее.

Изменения составов бетона новых поколений с большим содержанием высокодисперсных реагентов обуславливают изменения в методиках их подбора. Вероятна замена в этих случаях показа-



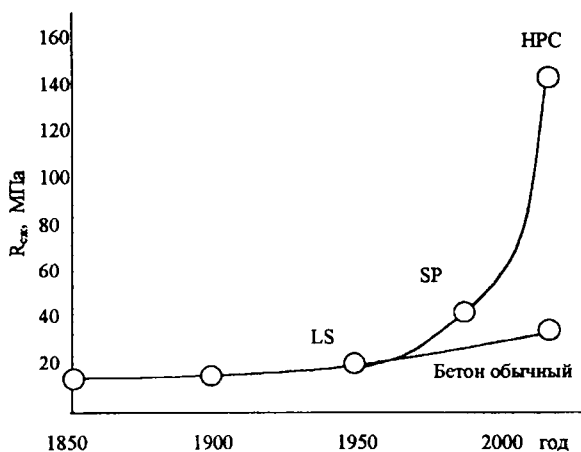


Рис. 3. Характер влияния химических добавок на прочность бетона [5]

теля В/Ц показателем В/(Ц+П). Сама процедура подбора становится более многоступенчатой.

При испытаниях свойств бетонных смесей с химическими или минеральными добавками новых поколений, помимо высокой текучести, были зафиксированы эффекты:

значительного повышения однородности при практическом отсутствии расслоения и седиментации;

резкого сокращения объемов вовлеченного воздуха;

достижения высоких показателей плотности и безусадочности;

способность без вибрации заполнять сложнодоступные места опалубки или форм.

Обнаруженное свойство было названо самоуплотнением (self-compactibility), а бетон, соответственно, — самоуплотняющимся (self-compacting concrete) (SCC) [2]. Установлено, что такие бетоны в раннем возрасте свободны от дефектов, а в зрелом — достаточно защищены от внешних факторов. Огромный интерес к этим работам отражает факт открытия специального Web-узла в Интернете (<http://www.infra.kochi-tech.ac.jp/sscnet>).

Самоуплотняющиеся и реакционно-порошковые бетоны с заданными свойствами расширили терминологию и номенклатуру бетонов [11]. Под этим утверждением

понимается не столько высокая прочность, сколько функциональные характеристики на стадиях строительства и долговременной эксплуатации с точек зрения эффективности технологии, материальных и энергетических затрат, конструктивных решений и инженерной эстетичности. Правомерно поэтому еще один термин — бетоны высокофункциональные “High Performance” — HPC [1], в отличие от высокопрочных — “High Strength Concrete” (HSC). Иногда HPC трактуют как высокопрочные или высококачественные бетоны.

Ретроспективно тенденции развития бетонов типа HPC с использованием добавок новых поколений отражают данные рис.3.

Обсуждая тенденции развития бетонов новых поколений, один из их создателей и пропагандистов, проф. П.Аткин [1], очертил ряд проблем, которые предстоит решать по мере массового освоения, в том числе снижения стоимости компонентов и прежде всего добавок. Без всякого преувеличения отнесем их к проблемам методологии бетоноведения. Это выработка методик определения совместимости твердых и жидких реагентов, оценка, учет и регулирование тепловыделения, прогноз температурных полей и напряжений, изучение особенностей формирования микроструктуры и др. Здесь мы не останавливаемся на конструкцион-

ных свойствах бетона типа ползучести или хрупкости.

Разработка новых методологических подходов к получению, накоплению, переработке и использованию только целесообразной в технологическом плане информации для наполнения банков данных и баз знаний должна осуществляться в рамках познавательной системы “функция–структура–процесс–свойство”. Для реализации в самом недалеком будущем современных информационных технологий бетона важно использовать методы с высокой информационной емкостью, например, калориметрический анализ, включая термокинетику и термоморометрию [12, 13].

### Библиографический список

1. Aitcin P. High Performance Concrete, E&FN Spon. — London. — 1998. — 591 p.
2. Okamura H., Ouchi M. Self-compacting Concrete Development, Present Use and Future. — Proc. Of the 14<sup>th</sup> Inter. RILEM Symp. Of SCC, 13–14 Sept. 1999, Sweden. — 1999.
3. Neville A. Wlasciwosci betony. — 2000. 874 p.
4. Rixom R., Mailvaganam N. Chemical Admixtures for Concrete. — 1999, 3<sup>th</sup> Ed. E&FN Spon. — London.
5. Kusharska L. Tradycyjne i wspolczene domieczki do betony zwnijszajate ilose wody zarobowej. Cement — Wapno — Beton. — 2000. — № 2. — P 46–61.
6. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика, Изд. 2-е, переработанное и дополненное. М.: 1998, 768 С.
7. Ушеров-Маршак А.В. Кинетическая селективность влияния химических добавок на процессы твердения вяжущих веществ// Неорганические материалы, 2000, т.35, № 12. — с. 1531–1534.
8. Khayat K. Workability, Testing and Performance of Self-Consolidating Concrete// ACI Mater Journ, 1996, Vol. 96, № 3. — pp. 346–352.
9. Баженов Ю.М. Высококачественный тонкозернистый бетон//Строительные материалы. — 2000. — № 2.
10. Соломатов В.И. Новое в строительном материаловедении//Сборник тр. МИИТ, вып. 902, 1997. — с.5–8.
11. Нормы ASTM с 125–93 “Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates”.
12. Информационная технология бетонов ускоренного твердения//Бетон и железобетон. — 1996. — № 4. — С. 2–4.
13. Ушеров-Маршак А.В., Гиль Ю.Б., Синякин А.Г. “Термобет-М” — информационная технология монолитного бетона и железобетона//Бетон и железобетон. — 2000. — № 4. — С. 2–5.

## Пластические свойства легкогобетонных смесей

Хорошо известно, что от свойств бетонных смесей во многом зависят не только технологическо-энергетические показатели процесса формования из них изделий и конструкций, но и свойства уже затвердевшего конечного продукта — бетона. Перспективы широкого применения в строительстве легких бетонов на пористых заполнителях требуют отдельного изучения свойств легкогобетонных смесей с учетом их структурных и технологических особенностей (изменение пластичности смеси из-за пористости заполнителя, температуры и времени ее выдерживания после приготовления и т.д.).

Для комплексного изучения свойств легкогобетонных смесей был использован аналитико-экспериментальный исследовательский подход. Структурно-функциональный анализ поведения бетонной смеси как вязкопластичной системы осуществлялся путем определения реологического уравнения модели сложного тела. Экспериментальное же установление изменения пластических и реологических характеристик проводили на приборе V.B. с улучшенным методом фиксирования результатов.

Если принять в качестве исходного, что бетонная смесь представляет с собой вязкопластичное структурированное многофазовое тело с проявлением упругих деформаций, тогда реологическую модель можно представить как Бингамово (B) тело [3]. При этом простейшая форма этой модели — последовательное соединение трех элементов: твердого тела Гука (H), пластического тела Сен-Венана (StV) и ньютоновской жидкости (N), т.е.  $B = H-tV-N$  [1].

Реологическое уравнение вытекает из соотношения для тела Гука, тела Сен-Венана и ньютоновской жидкости и в результате сложения скоростей деформаций имеет следующий вид [5]

$$\dot{d} = \frac{\dot{s}}{2\mu} + \frac{s}{2\eta} + \frac{\lambda_m}{2} \dot{s}, \quad (1)$$

где  $\dot{d}$  — скорость нагружения;  $S$  — напряжение;  $\eta$  — динамическая вязкость;  $\mu$  — вязкость твердого тела;  $\lambda_m$  — коэффициент сухого трения;  $\dot{S}$  — скорость изменения напряжения.

Решая обыкновенное дифференциальное уравнение (1) относительно  $S$  (принимая, что  $d = d_0 = \text{const}$ ),

вводя время релаксации  $T_{rel} = \frac{\mu}{\eta}$  и время ретардации

$T_{ret} = \mu\lambda_m$ , окончательно получим

$$s = \left( s_0 - \frac{2\mu d_0}{T_{rel} + T_{ret}} \right) e^{-\frac{t}{T_{rel} + T_{ret}}} +$$

$$+ \frac{2\mu d_0}{T_{rel} + T_{ret}}, \quad (2)$$

где  $S_0$  — начальное напряжение;  $t$  — текущее время.

При экспериментально-теоретическом исследовании поведения легкогобетонных смесей необходимо учитывать не только состав и особенности компонентов материала, но и влияние технологических параметров процесса формования. В основном имеется в виду, с одной стороны, присутствие пористого заполнителя, его шероховатая поверхность, капиллярность и т.д., а с другой стороны, — время транспортировки и предварительного или вынужденного выдерживания, температура окружающей среды и самой легкогобетонной смеси и др.

Для оценки формуемости бетонных смесей основными показателями являются: степень уплотнения, т.е. максимальное уменьшение пустот свободно насыпанной бетонной смеси, время уплотнения, скорость уплотнения, изменение жесткости, характер растекания. Эти характеристики смеси являются определяющими для получения бетонов с плотной структурой. В проведенных исследованиях ставилась цель — изучение изменения указанных характеристик легкогобетонных смесей после форсированного предварительного электроразогрева их до температур 40 и 60°C при разном времени выдерживания до и после разогрева с применением добавки СПД [4, 5].

Для экспериментального установления пластических и реологических характеристик в большом диапазоне применяли прибор V.B., который широко используется также и за рубежом [2]. В конструкцию прибора было введено специально изготовленное записывающее графическое устройство (кимограф) с электрическим приводом. Такая оригинальная комбинация позволила определять не только нужные параметры, но и характер растекания легкогобетонных смесей при вибрации с их дальнейшим выходом на энергетические показатели процесса уплотнения.

Из множества кривых, записанных кимографом [4], выбраны самые основные (рис. 1), показывающие влияние некоторых факторов на процесс уплотнения легкогобетонных смесей. Кривые уплотнения пластичных смесей вначале имеют пологий вид, а в дальнейшем начинают плавно приближаться к возможной максимальной уплотнимости (на рис. 1 обозначено пунктиром). Однако у легкогобетонных смесей, которые потеряли свою подвижность либо за счет длительного выдерживания в естественных условиях, либо вследствие предварительного электроразогрева и выдержки, кри-

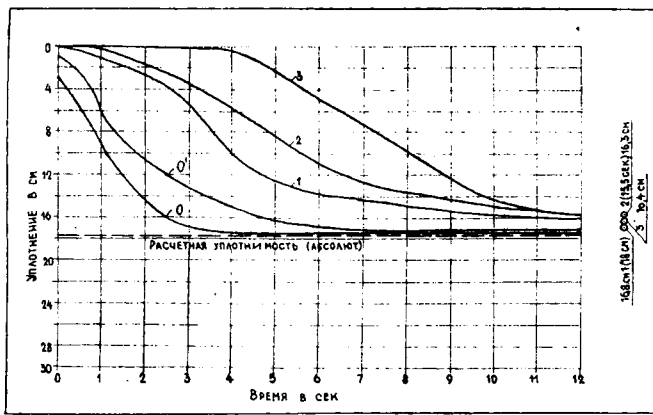


Рис. 1. Кривые растекания и время уплотнения легковесных смесей

0 — при подвижности ОК = 2 — 4 см; 0' — то же, после выдерживания при нормальной температуре через 60 мин  
1, 2, 3 — кривые смесей, выдержанных соответственно 20, 30, 60 мин и подвергнутых электроразогреву до 40°C

вые уплотнения показывают, что в начальный период вибрации такие смеси почти не растекаются, но потом в какой-то момент резко изменяют свой объем (разрыхляются и только лишь после этого начинают равномерно уплотняться — рис. 1, кривые 1, 2, 3).

Критерием для оценки эффективности и продолжительности уплотнения можно считать

$$\delta_{0,99} = 0,99 \delta_i, \quad (3)$$

где  $\delta_{0,99}$  — полученная объемная масса бетона с плотностью  $H = 0,99$ ;  $\delta_i$  — идеальная объемная масса при пористости, равной нулю.

Плотность определяется выражением

$$H_0 = \delta_0 / \delta, \quad (4)$$

где  $\delta_0$  — объемная масса бетона, полученная после уплотнения.

Полученные кривые уплотнения, наиболее отличающиеся по своему характеру, для большей наглядности были построены в логарифмических координатах (рис. 2). Из приведенных данных видно, что для пластичных смесей график состоит из двух прямых линий Б'В', что, по-видимому, соответствует уплотнению бетона, а линия А'Б' — уплотнению и изменению формы от усеченного конуса к цилиндру. Для жестких смесей

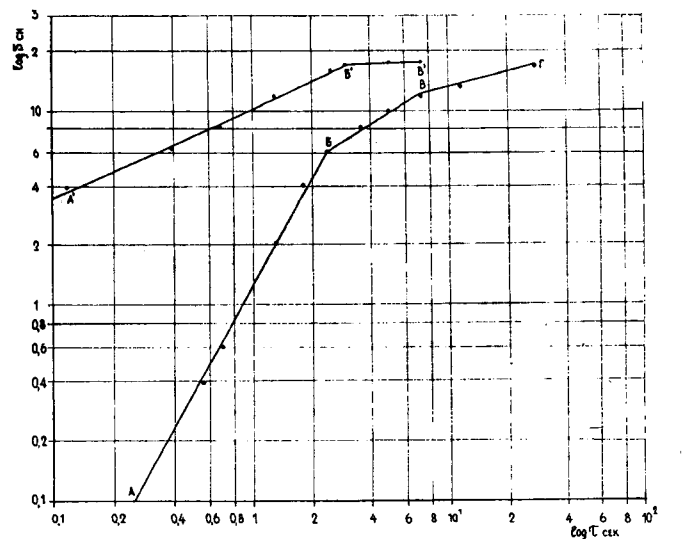


Рис. 2. Изменение характера растекания легковесных смесей при уплотнении

А'-Б'-В' — пластичные смеси; А-Б-В-Г — жесткие смеси

на графике появляется линия БВ, которая, вероятно, соответствует резкому изменению начальной формы. Из графиков можно найти скорость уплотнения на любом участке

$$\xi = \log S / \log \tau. \quad (5)$$

Таким образом, проблема уплотнения сводится к постепенному уменьшению объема пустот. Что касается характера уплотнения, то по полученным графикам (рис. 1 и 2) нетрудно проследить за протеканием указанного процесса уплотняемости, которой является динамической характеристикой. Имея кривые уплотнения бетонной смеси, графическим методом можно определить изменение внутренней энергии (осуществляемой работы) во время процесса вибрации.

#### Библиографический список

1. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона, М., Стройиздат, 1981. С. 71.
2. Ребю П. Вибрирование бетона. М., Стройиздат, 1970. С. 119.
3. Рейнер М. Реология. М., 1965. С. 48.
4. Хахуташвили Г.Н. Изучение пластических свойств легковесных смесей. Тбилиси//Строительные материалы и изделия. — 1997. — № 1-2. — с. 24.
5. Хахуташвили Г.Н. Основные реологические характеристики легковесных смесей и их зависимость от технологических факторов. Тбилиси, ГТУ, труды № 2(426), 1999. С. 29.

Государственное унитарное предприятие Научно — исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) имеет в свободной продаже следующую литературу:

В.Г. Батраков Модифицированные бетоны. Теория и практика, 1998. Изд. 2-е, переработанное и дополненное. Об. 768 стр. Цена 250 руб.

С.А. Мадатян Арматура железобетонных конструкций, 2000. Об. 256 стр. Цена 120 руб.

А.Ф. Милованов Стойкость железобетонных конструкций при пожаре, 1998. Об. 395стр. Цена 80 руб.

В.И. Агаджанов Методические рекомендации по определению экономической эффективности защиты от коррозии в строительстве, 1999. Об.15 стр. Цена 50 руб.

Н.И. Карпенко Общие модели механики железобетона, 1996. Об. 412 стр. Цена 80 руб.

Справки по телефону: 174 7665, факс 174-7776

С.А.МАДАТЯН, д-р техн. наук, проф., В.В.ДЕГТЯРЕВ, инж. (НИИЖБ)

## Прочность изгибаемых элементов, армированных стержнями класса А500С, соединенными внахлестку без сварки

При строительстве зданий и сооружений из монолитного железобетона в последнее время всё больше применяют вязаные соединения арматуры внахлестку, отказываясь от сварки. Это, прежде всего, связано с высокой стоимостью электроэнергии; необходимостью использования высококвалифицированных сварщиков; более сложным контролем качества сварных соединений; большей трудоёмкостью сварных соединений при большом количестве стыкуемых стержней. И хотя при использовании соединений арматуры внахлестку без сварки расходуется большее количество арматуры, использование таких соединений в настоящее время получается более выгодным по сравнению со сварными.

В настоящее время в России осуществляется переход на применение в строительстве арматуры класса А500С, имеющей серповидный периодический профиль. В связи с этим возросла актуальность определения длины нахлестки, так как ныне действующий СНиП 2.03.01-84\* построен на опыте применения арматуры кольцевого периодического профиля.

Последние исследования этого вопроса в нашей стране были проведены в 50-х годах прошлого века Н.М. Мулиным, С.А. Дмитриевым и Н.Н. Лессиг [1]. Ими были испытаны железобетонные балки, армированные стержнями кольцевого периодического профиля различных диаметров, соединёнными в середине пролёта внахлестку без сварки. Предел текучести арматуры был равен  $350 \text{ Н/мм}^2$ . Соединения внахлестку располагались в

растянутой зоне балок. Длина перепуска составляла  $30d$ . В одном сечении стыковалось 100 % рабочей арматуры. В пределах длины нахлестки устанавливались огибающие хомуты диаметром 8 мм с шагом 150 мм ( $\mu_v=0,005$ ). Эти исследования показали, что при длине нахлестки  $30d_s$  и прочности бетона выше  $19 \text{ Н/мм}^2$  арматура балок была доведена до предела текучести. То есть для полного использования арматуры было достаточно длины нахлестки  $30d$ .

Целью настоящей работы было определение длины нахлестки, обеспечивающей надёжную анкеровку арматуры класса А500С с серповидным периодическим профилем в растянутом бетоне и сравнение её с длиной нахлестки арматуры кольцевого периодического профиля.

Для достижения поставленной цели необходимо было решить следующие задачи:

- исследовать влияние длины нахлестки, как с огибающими хомутами в её пределах, так и без них, на прочность, деформативность и трещиностойкость железобетонных изгибаемых элементов;
- исследовать влияние объёмного коэффициента армирования в пределах длины нахлестки на прочность, деформативность и трещиностойкость железобетонных изгибаемых элементов;
- исследовать влияние вида периодического профиля арматуры на прочность, деформативность и трещиностойкость железобетонных изгибаемых элементов;
- исследовать влияние прочности бетона на прочность, де-

формативность и трещиностойкость железобетонных изгибаемых элементов.

Для достижения поставленной цели были изготовлены и испытаны 32 опытные балки, армированные в растянутой зоне стержнями арматуры класса А500С, соединёнными внахлестку без сварки.

В качестве варьируемых факторов эксперимента были приняты:

- длина нахлестки при отсутствии в её пределах поперечной арматуры (10d, 20d и 30d);
- длина нахлестки при наличии в её пределах поперечной арматуры (огибающих хомутов) (10d, 20d и 30d);
- объёмный коэффициент армирования  $\mu_v$  в пределах длины нахлестки (0,005; 0,01; 0,016);
- вид периодического профиля арматуры (серповидный с  $f_r=0,071$  и кольцевой с  $f_r=0,117$ );
- прочность бетона (31,5; 38,6 и  $42,3 \text{ Н/мм}^2$ ).

В настоящей работе приводятся данные о влиянии исследуемых факторов на прочность железобетонных изгибаемых элементов.

Опытные балки имели размеры поперечного сечения  $160 \times 120 \text{ мм}$  и были длиной 1400 мм. На рис.1 показана конструкция одной из опытных балок с длиной нахлестки  $30d$  и с шагом поперечной арматуры в пределах стыка 40 мм ( $\mu_v=0,016$ ).

Растянутая зона балок была армирована стержнями горячекатаной арматуры класса А500С диаметром 14 мм. Сжатая зона балок была армирована стержнями диаметром 12 мм.

Поперечное армирование в

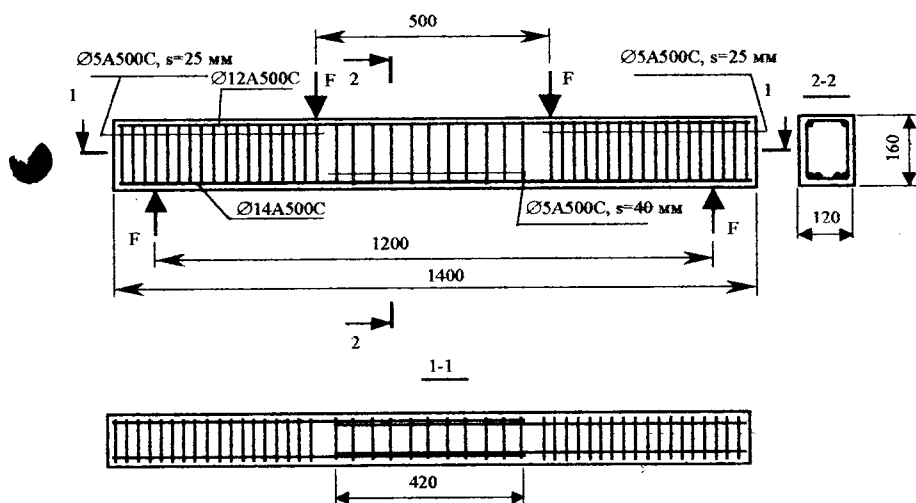


Рис. 1. Конструкция опытной балки с длиной нахлестки 30d и шагом хомутов в пределах стыка 40 мм

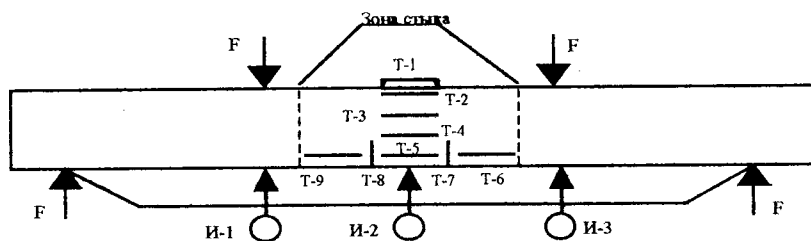


Рис. 2. Схема расстановки измерительных приборов И-1...И-3 – индикаторы часового типа; Т-1...Т-9 – электромеханические тензометры Аистова

крайних третях пролёта было выполнено гнутыми хомутами, огибающими продольную арматуру. Хомуты были изготовлены из проволоки класса Вр-I диаметром 5 мм и установлены с шагом 25 мм в соответствии с расчётом прочности балки по сечению, наклонному к продольной оси. Соединение продольных стержней и хомутов осуществлялось вязальной проволокой. Для установки в проектное положение стыкуемые продольные стержни в пределах длины нахлестки были соединены между собой вязальной проволокой в трёх местах.

Поперечная арматура в пределах длины нахлестки была принята в виде гнутых хомутов из проволоки класса Вр-I диаметром 5 мм, огибающих продольную арматуру.

Испытания железобетонных

свободно опертых балок проводились на специальной установке двумя сосредоточенными силами. Расстояние между силами составляло 500 мм. Такая длина зоны чистого изгиба была принята для того, чтобы стык арматуры внахлестку находился в пределах этой зоны. Нагружение осуществлялось гидравлическим домкратом с помощью ручной насосной станции и контролировалось по манометру насосной станции.

На каждом этапе нагружения в зоне чистого изгиба балки на базе 100 мм измерялись средние деформации бетона на различных уровнях по высоте сечения электромеханическими тензометрами Аистова с ценой деления 0,001 мм (рис. 2). В пределах стыка стержней замерялись поперечные и продольные деформации бетона на уровне растяну-

той арматуры. Поперечные деформации измерялись электромеханическими тензометрами Аистова с базой 50 мм. Прогобы балок в середине пролёта и в местах приложения нагрузки фиксировались индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Результаты испытаний показали следующее.

Разрушение опытных образцов с длиной нахлестки от 10d до 30d без поперечной арматуры в зоне стыка (серия 1) происходило от сдвига арматуры относительно бетона. Разрушение было хрупким и сопровождалось образованием продольных трещин на боковых и верхней (растянутой) гранях балки в зоне стыка. При дальнейшем увеличении нагрузки защитный слой бетона в зоне стыка отслаивался.

Зависимость относительной прочности опытных балок  $M_{u, \text{сост.}}/M_{u, \text{ц.}}$  ( $M_{u, \text{сост.}}$  – разрушающий момент балок с составными стержнями;  $M_{u, \text{ц.}}$  – разрушающий момент балок с целыми стержнями) от относительной длины нахлестки для балок без поперечной арматуры в зоне стыка была практически линейной (рис. 3).

Как видно из рис. 3, в опытных балках без поперечной арматуры в зоне стыка длины нахлестки 30d оказалось недостаточно для получения прочности равной прочности балок с целыми стержнями ( $M_{u, \text{сост.}}/M_{u, \text{ц.}} < 1$ ). И это притом, что длина нахлестки, вычисленная по СН 102-00 [2] получается равной 30d. Здесь следует отметить, что отечественными нормами проектирования не допускается стыкование внахлестку в одном сечении более 50 % рабочей арматуры. В испытанных же балках все растянутые стержни арматуры стыковались в одном сечении, что было вызвано необходимостью проверки работы стыка в наиболее тяжёлых условиях.

Образование продольных трещин раскалывания, наблюдавшееся при испытаниях балок первой серии, вызвано растягивающими напряжениями, действующими в направлении перпендикулярном к нахлестке и возник-

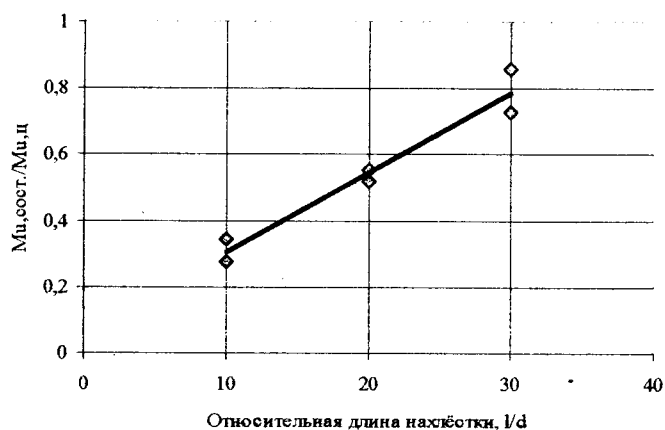


Рис. 3. Зависимость относительной прочности балок от длины нахлестки (без хомутов)

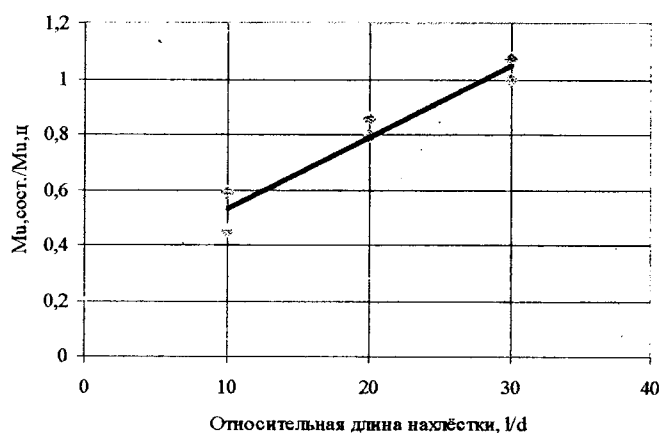


Рис. 4. Зависимость относительной прочности балок от длины нахлестки (с хомутами)

кающими при смещении арматурного стержня относительно бетона. Трещины раскалывания значительно снижают прочность сцепления арматуры с бетоном. Для восприятия растягивающих напряжений в перпендикулярном к заделке направлении должна быть установлена поперечная арматура.

Влияние длины нахлестки при наличии в её пределах огибающих хомутов на прочность изгибаемых элементов оценивалось по результатам испытаний опытных балок второй серии. Длина нахлестки варьировалась в пределах от  $10d_s$  (140 мм) до  $30d_s$  (420 мм). Поперечная арматура была установлена с шагом 40 мм ( $\mu_v=0,016$ ).

Разрушение опытных балок с длиной нахлестки 10d и 20d происходило от сдвига арматуры относительно бетона.

Разрушение опытных балок с длиной нахлестки 30d происходило после достижения арматурой предела текучести при значении разрушающего момента большем или равном значению разрушающего момента балок, армированных целыми стержнями. При дальнейшем увеличении нагрузки происходил сдвиг арматуры относительно бетона в зоне стыка, сопровождавшийся отслаиванием защитного слоя бетона.

На рис. 4 показан график зависимости относительной проч-

ности опытных балок от длины нахлестки для балок серии 2. Из этого графика видно, что для балок серии 2, так же как и для балок первой серии, имела место практически линейная зависимость относительной прочности от относительной длины нахлестки.

Постановка в пределах стыка хомутов с шагом 40 мм ( $\mu_v=0,016$ ) привела к увеличению прочности опытных балок с длиной нахлестки 10d, 20d и 30d соответственно на 76, 46 и 35 % по сравнению с балками без хомутов в пределах стыка.

При длине нахлестки равной 30d и наличии в её пределах огибающих хомутов с объёмным коэффициентом армирования  $\mu_v=0,016$  прочность балок с составными стержнями была больше или равна прочности балок с целыми стержнями.

Влияние объёмного коэффициента армирования в пределах длины нахлестки на прочность изгибаемых элементов исследовалось на балках серии 3. Объёмный коэффициент армирования был равен 0,005; 0,01 и 0,016 при длине нахлестки 30d и прочности бетона  $42,3 \text{ Н/мм}^2$ .

Разрушение опытных балок с объёмным коэффициентом армирования 0,005 происходило от сдвига арматуры относительно бетона.

Разрушение опытных балок с объёмным коэффициентом ар-

мирования 0,01 и 0,016 происходило после достижения арматурой предела текучести. При дальнейшем увеличении нагрузки происходил сдвиг арматуры относительно бетона в зоне стыка сопровождавшийся отслаиванием защитного слоя бетона.

График зависимости относительной прочности опытных балок от объёмного коэффициента армирования в пределах стыка приведен на рис.5. Как видно из этого графика, с увеличением объёмного коэффициента армирования от 0,005 до 0,01 прочность опытных балок увеличивалась на 20 %. При дальнейшем увеличении объёмного коэффициента армирования до 0,016 прочность опытных балок не изменялась и была равна прочности балок, армированных целыми стержнями.

Влияние вида периодического профиля арматуры на прочность изгибаемых элементов исследовалось на балках серии 4.

Было принято два вида периодического профиля арматуры: серповидный с  $f_r=0,071$  и кольцевой с  $f_r=0,117$ .

Длина нахлестки была равна 20d, в её пределах была установлена поперечная арматура в виде огибающих хомутов с шагом 67мм ( $\mu_v=0,01$ ).

Разрушение всех опытных балок этой серии происходило от сдвига арматуры относительно бетона. Арматура при этом не достигла предела текучести. По-

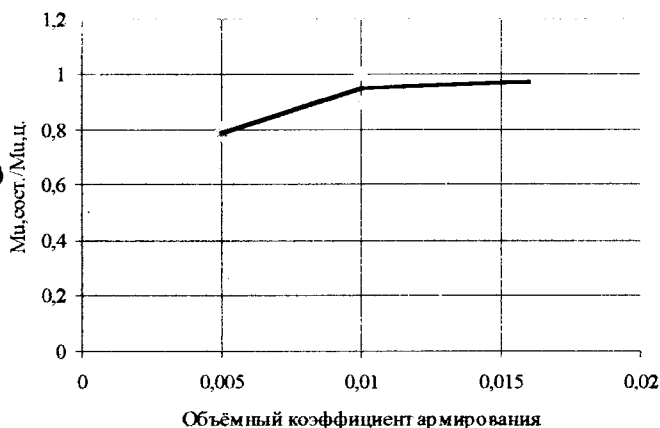


Рис. 5. Зависимость относительной прочности балок от объемного коэффициента армирования в пределах стыка

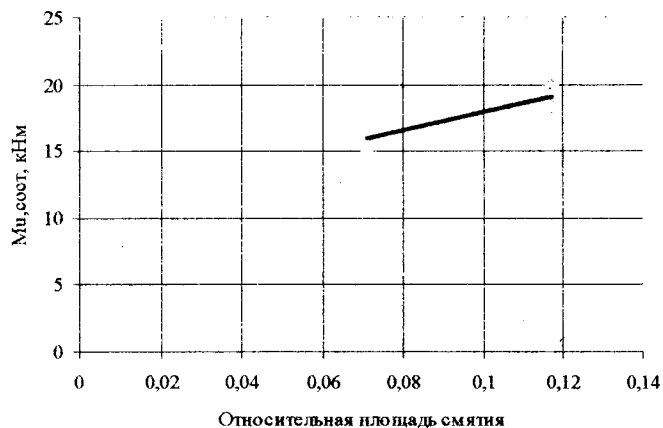


Рис. 6. Зависимость прочности балок от относительной площади смятия поперечных ребер арматуры

этому здесь не сказалось различие в прочности арматуры (арматура с кольцевым периодическим профилем была класса А400, а с серповидным – А500С).

На рис. 6 приведён график зависимости прочности опытных балок от относительной площади смятия поперечных ребер  $f_r$ .

Из рис. 6 видно, что прочность опытных балок, армированных стержнями кольцевого периодического профиля с  $f_r=0,117$  была на 20 % больше, чем прочность аналогичных балок с арматурой серповидного периодического профиля с  $f_r=0,071$ .

Влияние прочности бетона на прочность изгибаемых железобетонных элементов, армированных стержнями, соединёнными внахлестку без сварки исследовалось на опытных балках серии 5. Прочность бетона была равна 31,5; 38,6 и 42,3 Н/мм<sup>2</sup>. Длина нахлестки равнялась 30d. В пределах стыка были установлены огибающие хомуты с шагом 40 мм ( $\mu_v=0,016$ ).

Разрушение всех опытных балок этой серии произошло пластично, после достижения арматурой предела текучести. При дальнейшем увеличении нагрузок происходил сдвиг арматуры относительно бетона в зоне стыка, сопровождавшийся отслоением защитного слоя бетона.

Влияние прочности бетона на прочность опытных балок, армированных стержнями, соединёнными внахлестку без сварки установить не удалось, так как все образцы разрушились при  $M_{u,соот.}/M_{u,ц.} \approx 1$ .

На основании всего вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. В исследованных балках, изготовленных из бетона прочностью 31,5 Н/мм<sup>2</sup> и выше для обеспечения прочности балок, армированных стержнями класса А500С, соединёнными внахлестку без сварки, равной прочности балок, армированных целыми стержнями достаточно длины нахлестки 30d при объемном коэффициенте армирования 0,016. В балках, изготовленных из бетона прочностью 42,3 Н/мм<sup>2</sup> достаточно длины нахлестки 30d при объемном коэффициенте армирования 0,01.

2. Сравнение полученного значения длины нахлестки для арматуры серповидного периодического профиля со значением длины нахлестки для арматуры кольцевого периодического профиля (опыты Н.М. Мулина, С.А. Дмитриева и Н.Н. Лессиг) показало, что значение длины нахлестки практически не зависит от вида периодического профиля арматуры (серповидный или кольцевой). Это значение определяется

в основном комплексом конструктивных факторов, влияющих на сцепление арматуры с бетоном. Поэтому при расчёте значения длины нахлестки по СНиП 2.03.01-84\* вид периодического профиля (серповидный или кольцевой) может не учитываться.

3. Для восприятия растягивающих напряжений, действующих в поперечном к нахлестке направлении и возникающих при смещении стержней относительно бетона, в зоне стыка обязательно должна быть установлена поперечная арматура. Результаты испытаний показали, что для опытных балок минимально необходимое значение объемного коэффициента армирования было равно 0,01 и 0,016, соответственно при прочности бетона 42,3 и 31,5 Н/мм<sup>2</sup>. Такое минимально необходимое количество поперечной арматуры в зоне стыка согласуется с требованиями DIN 1045. Поэтому считаем целесообразным, вычислять минимально необходимое количество поперечной арматуры в пределах длины нахлестки по DIN 1045.

#### Библиографический список

1. НТО ЦНИПС по теме «Изучение свойств арматуры периодического профиля горячекатаной и холодносплюсненной». – М., 1952. – 47 с.
2. ТСН 102-00. Железобетонные конструкции с арматурой классов А500С и А400С. – М., 2000. – 52 с.

## Свойства арматурной стали класса А500С, поступающей на стройплощадки Москвы

В настоящее время в России осуществляется переход на новую арматурную сталь, применяемую в обычном железобетоне единого класса - А500С. Она заменяет все классы арматурных сталей от А240 (А-I) до А600 (А-IV). На стройках Москвы применение этой стали регламентируется стандартом СТО АСЧМ 7-93, требования которого соответствуют требованиям евростандарта EN 10080 и международного стандарта ISO 6935, а также территориальными строительными нормами ТСН 102-00 /1, 2/. Арматура данного класса может применяться в любых климатических зонах страны при температурах от +50 до -70°С без ограничений во всех видах железобетонных конструкции и арматурных изделий.

Большинство металлургических заводов у нас в стране и странах СНГ уже выпускают арматуру класса А500С. Это Криворожский, Западно-Сибирский (ЗСМК) и Череповецкий меткомбинаты, а также Белорусский (БМЗ) и Молдавский метзаводы. Арматура этих заводов изготавливается способом термомеханического упрочнения (ТМУ) в потоке проката. Чусовским метзаводом (ЧМЗ), единственным в России, освоено производство горячекатаной арматурной стали класса А500С. В ближайшее время планируется освоение выпуска арматуры данного класса на всех металлургических заводах России.

В связи с началом широкого внедрения арматуры класса А500С в строительство, на протяжении ряда лет сотрудниками НИИЖБ

это сталь производства Криворожского меткомбината (порядка 70-80%). Остальные заводы распределяются по объемам поставок в следующем образом: ЗСМК - 15%, БМЗ - 10%, ЧМЗ - 5% (данные по строительству объекта ММДЦ «Москва-Сити»). Следует отметить, что в зависимости от поставщиков на отдельно взятых стройплощадках, процент применяемой арматурной стали класса А500С может колебаться в значительных пределах.

Требования стандарта к содержанию основных элементов и химический состав арматурной стали класса А500С поступающей на стройки Москвы приведены в таблице 1.

Анализ полученных данных показывает, что основные марки стали используемые металлургическими заводами - это Ст.3Гпс и 20ГС. ЧМЗ выпускает арматуру класса А500С из стали марки 20ГСФ / 3 /.

Несмотря на то, что на строительных объектах преобладает арматура класса А500С Криворожского МК вся арматурная сталь периодического профиля и других метзаводов подвергалась всестороннему исследованию ее механических свойств, прочности сварных соединений, а также геометрических размеров и погонной массы стержней. Результаты исследований геометрических размеров профиля приведены в таблице 2.

Геометрические размеры периодического профиля и массы 1 п.м. стержня полностью соответствуют

Таблица 1

Химсостав стали	Содержание основных элементов, %					
	C	Si	Mn	P	S	N
Поступающей на стройки	0,17-0,26	0,04-1,34	0,65-1,48	0,008-0,033	0,018-0,048	0,004-0,010
Требования СТО АСЧМ 7-93	≤0,22	≤0,90	≤1,60	≤0,050	≤0,050	≤0,012

осуществлялся контроль качества арматурной стали, поступающей на стройки Москвы для оценки соответствия ее свойств выше указанным стандарту и нормам. За период с 1999 по 2001 г. включительно, при осуществлении входного контроля качества арматурной стали было испытано на растяжение по методике ГОСТ 12004 более 550 образцов от 276 партий-плавков диаметром 10-36 мм. Дополнительно, в соответствии с требованиями стандарта СТО АСЧМ 3-93 были проведены испытания образцов арматурной стали на изгиб.

подавляющее большинство арматуры класса А500С, поступающей на строительные объекты,

требованиям стандарта для арматуры класса А500С. Следует отметить тот факт, что погонная масса стержней мелких диаметров (10-12 мм) зачастую поступает на стройплощадки с плюсовым допуском, а более крупных (20-36 мм) с минусовым. Величина относительной площади смятия  $f_s$  выступов является обобщенной характеристикой прочности сцепления арматурного стержня с бетоном. Нормируемая величина  $f_s$  для арматуры диаметром 10-40 мм включительно, имеет значение 0,056. Данные исследований показали, что в зависимости от завода-изготовителя и диаметра арматуры, величина  $f_s$  колеблется в пределах от 0,066 до 0,074.



Таблица 2

№ п/п	Диаметр арматуры, мм	Номинал. площадь попер. сеч., мм	Номинальн. погонная масса, кг	Статистические характеристики				Отклонение средн. знач. от номин., %
				$\bar{X}$	S	$\bar{X} \pm 1,64S$	$S / \bar{X}$	
1	10	78,3 <sup>±5%</sup>	0,620	78,97	0,98	80,6/77,4	0,012	+0,49
2	12	113,0 <sup>±5%</sup>	0,901	114,8	2,16	118,4/111,3	0,019	+1,59
3	16	201,0 <sup>±4%</sup>	1,562	198,9	2,03	202,2/195,6	0,010	-1,05
4	20	314,0 <sup>±4%</sup>	2,435	310,2	2,29	313,9/304,0	0,007	-1,21
5	22	380,0 <sup>±4%</sup>	2,983	376,0	4,69	383,7/393,0	0,013	-1,05
6	25	491,0 <sup>±4%</sup>	3,859	491,6	5,39	482,7/500,5	0,011	+0,12
7	32	804,0 <sup>±4%</sup>	6,176	786,8	9,10	771,9/801,7	0,012	-2,14
8	36	1018,0 <sup>±4%</sup>	7,762	988,9	5,84	998,5/979,3	0,006	-2,86

Анализ полученных данных механических испытаний (см. табл. 3) показал достаточно высокие средние значения предела текучести  $\sigma_T$ . Его величина колеблется в пределах 569,3-611,0 Н/мм<sup>2</sup>. Среднее значение в генеральной совокупности по всем диаметрам составляет 585,2 Н/мм<sup>2</sup>, а нормативное значение с обеспеченностью более 95% ( $X-1,64S$ ) – 517,4 Н/мм<sup>2</sup>. При этом, значение расчетного сопротивления  $R_s=450$  Н/мм<sup>2</sup>

обеспечивается с величиной более 99,9%. Среднее значение временного сопротивления  $\sigma_b$  по всем испытанным диаметрам составляет 714,8 Н/мм<sup>2</sup>, а нормативное значение – 640,8 Н/мм<sup>2</sup>, что значительно превышает требуемую стандартом величину 600 Н/мм<sup>2</sup>.

При достаточно высоких прочностных показателях испытанная арматурная сталь характеризуется хорошей пластичностью. Так, средние значения

Таблица 3

№ п/п	Номинальный диаметр, мм	Механические свойства	Статистические характеристики				
			$\bar{X}$	S	$\bar{X} - 1,64S$	$\bar{X} - 3S$	$S / \bar{X}$
1	10	$\sigma_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	659,4	25,24	654,0		0,036
		$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	595,6	21,45	560,4	531,2	0,037
		$\delta_5$ , %	21,9	2,04	18,5		0,094
2	12	То же	708,5	38,54	645,3		0,054
			601,2	29,11	553,5	513,9	0,048
			21,4	1,92	18,2		0,089
3	16	То же	725,6	56,14	633,5		0,077
			611,4	42,91	541,0	482,7	0,070
			20,33	2,15	16,8		0,106
4	20	То же	673,3	16,89	645,6		0,025
			560,7	13,03	539,4	521,6	0,023
			20,07	1,33	17,9		0,066
5	22	То же	710,9	45,19	645,9		0,064
			596,5	40,44	530,2	475,2	0,068
			19,2	0,92	17,7		0,046
6	25	То же	733,3	36,67	673,2		0,050
			589,0	39,62	524,0	470,2	0,067
			21,9	2,18	18,3		0,099
7	32	То же	720,9	36,79	660,6		0,068
			569,3	38,58	506,0	453,6	0,051
			21,9	2,77	17,4		0,126
8	36	То же	720,6	15,94	694,5		0,022
			597,4	23,32	559,2	527,5	0,039
			21,4	1,46	19,0		0,068
В генеральной совокупности:							
9	10...36	$\sigma_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	714,8	45,11	640,8		0,058
		$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	585,2	41,38	517,4	461,1	0,077
		$\delta_5$ , %	21,3	2,55	17,1		0,119

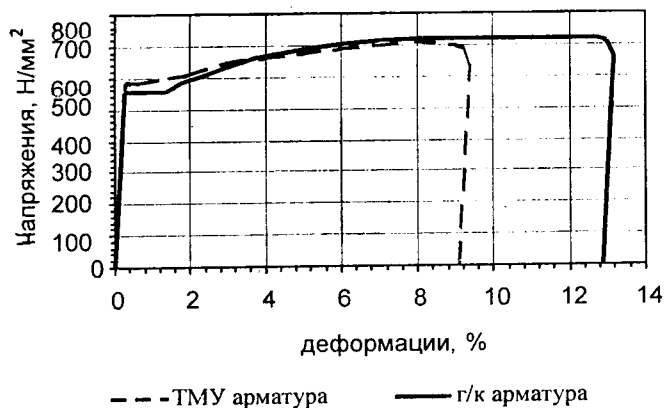


Диаграмма растяжения арматуры класса А500С

относительного удлинения при разрыве  $\delta_5$ , в зависимости от диаметра арматуры, составляют 19,2-21,9 %. При этом, нормативные значения лежат в пределах 16,8-19,0%, а в генеральной совокупности по всему исследованному сортаменту - 17,1%.

Усредненная диаграмма растяжения испытанной арматурной стали класса А500С (см. рис.) характеризуется явно выраженной площадкой текучести и, в зависимости от диаметра арматуры, ее длина составляет 0,19-0,56% для ТМУ и 0,84-2,02% для горячекатаной арматурной стали. Среднее значение относительного равномерного удлинения  $\delta_r$  для ТМУ арматуры составляет 9,2%, а для горячекатаной 11,3%, при нормируемом значении - не менее 2%.

Все испытанные образцы на изгиб в холодном состоянии вокруг оправки, регламентированной СТО АСЧМ 7-93 на 180°, выдержали испытание.

Прочность сварных соединений стержней арматуры класса А500С, выполненных ванной сваркой на стальной скобе и внахлестку по ГОСТ 14098-91, в условиях стройплощадки показали снижение временного сопротивления для горячекатаной стали в ваных стыках до 5%, а в нахлесточных до 4%. Испытания нахлесточных соединений ТМУ стали класса А500С показали, что величина разупрочнения в зоне сварки не превышает 4,5%.

Оценивая результаты испытаний, можно отметить, что в обоих случаях величина временного сопротивления сварных соединений превышает нормируемую величину в первом случае на 8-16%, а во втором на 13-15%.

Проведенные исследования свойств арматуры класса А500С, поступившей на стройки Москвы за 1999-2001 г., позволяет сделать вывод о том, что по своим прочностным показателям, по пластичности и свариваемости она не только отвечает требованиям Российских и международных стандартов, но в ряде случаев и превосходит их.

#### Список литературы

1. СТО АСЧМ 7-93. Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия. — Ассоциация черметстандарт, М. — 1993.
2. ТСН 102-00. Территориальные строительные нормы г.Москвы. Железобетонные конструкции с арматурой классов А500С и А400С., М. — 2000.
3. Мадатян С.А., Дегтярев В.В., Зборовский Л.А. и др. Новая горячекатаная свариваемая арматура класса А500С. Бетон и железобетон., № 1, 2001, с. 12-14.

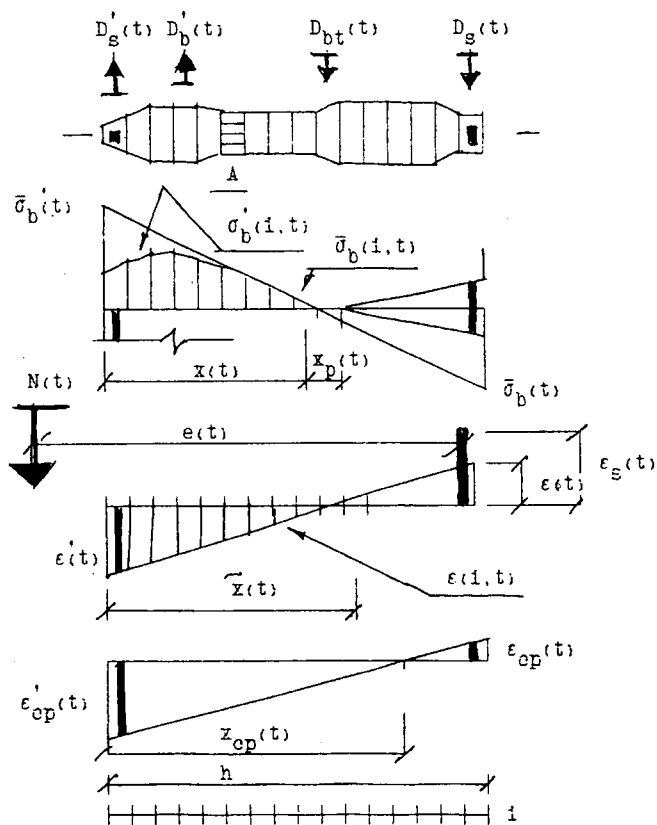
## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.В. ШУБИК, канд. техн. наук (НИИЖБ)

### Предложения по расчету железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил с учетом фактора времени

В настоящее время в международных нормативных документах (ЕКБ-ФИП, Еврокод-2), в большинстве зарубежных Норм, а также в проекте Норм СНиП России, Украины, Белоруссии для расчета железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил принимается деформационная модель нормальных сечений. Эта модель, включаю-

щая уравнения равновесия внешних и внутренних сил в нормальном сечении, условия деформирования в виде линейного распределения деформаций по высоте сечения, и диаграмм деформирования бетона и арматуры, связывающих напряжения и деформации вплоть до их предельных значений, позволяет с единых позиций производить расчет железобетонных



Эпюры напряжений и деформаций по нормальному сечению

конструкций по нормальным сечениям по всем предельным состояниям. Критерием прочности является достижение предельных деформаций в бетоне или арматуре.

Однако, фактор времени в этой модели учитывается либо с помощью трансформации диаграмм деформирования материала, либо с помощью специальных условий работы.

Нами предлагается новый возможный подход к расчету железобетонных конструкций по нормальным сечениям при действии изгибающих моментов и продольных сил с учетом изменения напряженно-деформированного состояния происходящего во времени.

Рассматриваются уравнения равновесия внешних и внутренних сил и момент в нормальном сечении в трещине для момента времени  $t$ , рис. 1.

$$N(t) = \sum \sigma'_b(i,t) A_{bi} - \sum \sigma_{bt}(i,t) A_{bti} + \sigma'_s(t) A'_s - \sigma_s(t) A_s \quad (1)$$

$$N(t)e(t) = \sum \sigma'_b(i,t) A_{bi} x_{bi} - \sum \sigma_{bt}(i,t) A_{bti} x_{bti} - \sigma'_s(t) A'_s x'_s + \sigma_s(t) A_s x_s \quad (2)$$

где

- $\sum \sigma'_b(i,t) A_{bi} = D'_b(t)$  - усилие в бетоне сжатой зоны,
- $\sum \sigma_{bt}(i,t) A_{bti} = D_{bt}(t)$  - усилие в бетоне растянутой зоны над трещиной,
- $\sigma_s(t) A_s = D_s(t)$  - усилие в растянутой арматуре,
- $\sigma'_s(t) A'_s = D'_s(t)$  - усилие в сжатой арматуре,
- $x_{bi}, x_s$  - расстояния до растянутой арматуры.

Исходя из анализа напряженно-деформированного состояния с учетом нелинейной теории ползучести, нелинейную эпюру напряжений в бетоне сжатой зоны в момент времени  $t$  можно представить в виде (рис. 1) на восходящей ветви

$$\sigma'_b(i,t) = R_b(t) \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\hat{X}_i}{X_R} \right)^{m(t)} \right] \quad (3)$$

и нисходящей ветви

$$\sigma'_b(i,t) = R_b(t) \left[ 1 + \left( \frac{1,4 R_b(t)}{R_{np}} - 0,9 \right) \left( \frac{\hat{X}_i}{X_R} - 1 \right) \right] \quad (4)$$

где  $R_b(t)$  - длительная прочность бетона при простом нагружении

$$R_b(t) = R_{np} (0,92 - 0,04 \log t),$$

$\hat{X}_i$  - координата напряжения  $\sigma_b(i,t)$  от нейтральной оси по эпюре напряжений,

$X_R$  - координата напряжения  $R_b(t)$ ,

$R_{np}$  - призмочная прочность бетона при нагружении,

$m(t)$  - параметр нелинейности

$$m(t) = \frac{\frac{1200}{300 + R_{np}} + C_{л}(t, \tau) + C_{н}[R_b(t), t, \tau]}{1/E_b + C_{л}(t, \tau)}$$

где  $C_{л}, C_{н}$  - линейная и нелинейная меры простой ползучести,

$E_b$  - начальный модуль упругости бетона.

Эпюру напряжений в растянутой зоне бетона в момент времени  $t$  можно представить в виде треугольника с максимальной ординатой равной  $2R_{bt}$ , рис. 1.

$$D_{bt}(t) = 0,5 x_p(t) 2R_{bt}, \quad (5)$$

где  $x_p(t)$  – расстояние от нейтральной оси по эпюре напряжений до напряжения  $2R_{bt}(t)$  и соответственно до вершины трещины.

В качестве условия деформирования принимаем линейное распределение средних деформаций в бетоне и арматуре на участке с трещинами по высоте нормального сечения, рис 1.

$$\varepsilon_{bCP}(i,t) = \varepsilon'_{bCP}(t) - \frac{i}{\rho_{CP}}(t) [x_{CP}(t) - \hat{x}_{bi}] \quad (6)$$

$$\varepsilon_{SCP}(t) = \varepsilon'_{bCP}(t) + \frac{i}{\rho_{CP}}(t) [x_{CP}(t) - h_o] \quad (7)$$

где  $\varepsilon_{bCP}(i,t)$  – средняя деформация бетона, рис.1,

$\varepsilon'_{SCP}(t)$  – средняя деформация арматуры, рис.1,

$\varepsilon'_{bCP}(t)$  – средняя деформация бетона на сжатие грани сечения,

$x_{CP}(t)$  – средняя высота сжатой зоны бетона,

$1/\rho_{CP}(t)$  – средняя кривизна нормального сечения.

$$\frac{1}{\rho_{CP}(t)} = \frac{\varepsilon'_{bCP}(t) + \varepsilon_{SCP}(t)}{h_o}$$

Связь между средними деформациями бетона и арматуры на участке с трещинами и деформациями бетона и арматуры сечения с трещинами определяется по рис.1 зависимостями:

$$\varepsilon'_b(t) = \varepsilon'_{bCP}(t) / \psi_b(t), \quad (8)$$

$$\tilde{x}(t) = x_{CP}(t) \varphi_b(t)$$

$$\frac{1}{\rho}(t) = \frac{1}{\rho_{CP}}(t) \times \frac{1}{\varphi_b(t) \psi_b(t)},$$

$$\varepsilon'_s(t) = \varepsilon'_b(t) - \frac{1}{\rho}(t) \alpha', \quad (9)$$

$$\varepsilon_s(t) = \frac{1}{\psi_s(t)} \left[ (\psi_s(t) - 1) \varepsilon_{ant} + \varepsilon'_{bCP}(t) + \frac{1}{\rho_{CP}}(t) \times [x_{CP}(t) - h_o] \right],$$

где  $\varepsilon'_b(t)$  – деформации на сжатой грани сечения с трещиной в момент времени  $t$ ,

$\hat{x}(t)$  – тоже высота сжатой зоны по эпюре деформаций

$1/\rho(t)$  – тоже кривизна,

$\varepsilon'_s(t)$  – тоже деформация сжатой арматуры,

$\varepsilon_s(t)$  – тоже деформация растянутой арматуры,

$\varepsilon_{ant}$  – необратимая (нелинейная) часть деформаций бетона на уровне растянутой арматуры в момент образования трещин,

$$\psi_b(t) = (1 - 2K_{\psi b}(1 - \xi_{cp}(t))) K(\lambda),$$

где при  $1 - \xi_{cp}(t) > 0.5$ ,  $\psi_b(t) = (1 - K_{\psi b}) K(\lambda)$ ,

$$K_{\psi b} = 0.1 + 0.04/(0.2 + \mu),$$

$$\varphi_b(t) = (1 - 2 K_{\varphi b}(1 - \xi_{cp}(t))) K(\lambda),$$

где при  $1 - \xi_{cp}(t) > 0.5$ ,

$$\varphi_b(t) = (1 - K_{\varphi b}) K(\lambda),$$

$$K_{\varphi b} = 0.01 + 0.09/(0.3 + \mu)$$

$$\psi_s(t) = 1 - K_{m(t)} (1 - K_{m(t)}) K_{\psi s} K_t K(\lambda) = 1,$$

$$K_{\psi s} = 0.3/(\mu - 0.1), \text{ при } \mu < 0.25, K_{\psi s} = 2,$$

$$K_{m(t)} = 0.25 [ 5 \xi_{cp}(t) - 1 ],$$

$$K_t = \frac{0.1(t - t_T) + 80}{t - t_T + 80}$$

где  $t$  – рассматриваемый момент времени;

$t_T$  – момент образования трещин;

$\mu$  – процент армирования растянутой арматурой;

$\xi_{cp}(t)$  – средняя относительная высота сжатой зоны, по рис. 1

$$\xi_{CP}(t) = \tilde{x}(t) / [\varphi_b(t) h_0]$$

$K(\lambda)$  - коэффициент, зависящий от гибкости элемента,

$$K(\lambda) = 0.5 + 0.45 \lambda / 30.$$

Связь условной линейной эпюры напряжений с деформациями бетона в сжатой зоне может быть представлена с использованием линейной теории ползучести в виде:

$$\bar{\sigma}'_b(i, t) = \bar{E}'_b(i, t) \varepsilon'_b(i, t), \text{ где}$$

$\bar{E}'_b(i, t)$  - модуль деформаций бетона определяемый по линейной теории ползучести для  $i$ -го волокна в момент времени  $t$  с учетом предыстории нагружения, где зависимость напряжений от деформаций вычисляется в соответствии с «Рекомендациями по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций» М. 1988 г. п.п. 3.1 и 3.2, но во всех случаях без учета нелинейной составляющей деформаций бетона по п. 3.3

Связь между напряжениями по нелинейной эпюре напряжений и условной линейной эпюрой напряжений определяется зависимостями:

при  $m(t) R_b(t) < \bar{\sigma}_b(i, t)$

$$\sigma_b(i, t) = R_b(t) \left[ 1 + \left( \frac{1.4 R_b(t)}{R_{np}} - 0.9 \right) \times \left( \frac{\bar{\sigma}_b(i, t)}{m(t) R_b(t)} - 1 \right) \right] \quad (10)$$

при

$$0 < \bar{\sigma}_b(i, t) \leq m(t) R_b(t),$$

$$\sigma_b(i, t) = R_b(t) \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\bar{\sigma}_b(i, t)}{m(t) R_b(t)} \right)^{m(t)} \right] \quad (11)$$

при

$$\begin{aligned} 2R_{bt} \leq \bar{\sigma}(i, t) < 0 \\ \sigma_b(i, t) = \bar{\sigma}_b(i, t) \end{aligned} \quad (12)$$

при

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b(i, t) \leq -2R_{bt}, \\ \sigma_{bt}(i, t) = 0, \end{aligned} \quad (13)$$

Из решения описанной выше системы уравнений могут быть получены зависимости между величинами усилий и кривизной железобетонного элемента для заданного времени  $t$  с учетом срока службы здания или сооружения.

Критерием прочности (разрушения) конструкции является изменение скорости деформирования конструкции в ответ на скорость изменения нагрузки, т.е. условие:

$$\frac{dF(t)}{dt} \Rightarrow \frac{df(t)}{dt} \quad (14)$$

где  $F, f$  - функция внешних воздействий на конструкции и функция её деформаций.

Нагрузка, отвечающая этому условию, характеризует расчетную несущую способность конструкции.

При заданной величине нагрузки могут быть получены значения прогибов и величины раскрытия трещин.

Таким образом, благодаря массовому распространению компьютеров в настоящее время практически отпадает необходимость в упрощении методов расчета конструкций, в связи с чем есть возможность при проектировании перейти от теперешнего СНиП непосредственно к прогнозированию развития их деформаций во времени, или, иными словами, к многовариантному численному эксперименту на этих конструкциях.

## Анализ некоторых положений СНиП 2.03.01-84\* с использованием программы АРБАТ

Большинство программных продуктов, предназначенных для расчета элементов железобетонных конструкций, требуют от пользователя информацию и выдают результаты в терминах СНиП, то есть оперируют с отдельным сечением железобетонного элемента. В тоже время, для большинства инженеров информация о несущей способности отдельных сечений носит лишь промежуточный характер, а главный вопрос, на который должна отвечать программа, может быть сформулирован следующим образом:

**Обеспечена ли в соответствии с требованиями СНиП несущая способность элемента железобетонной конструкции с заданными размерами, материалом, нагрузками, условиями эксплуатации, размещением арматуры и т.п.?**

Именно этот подход реализован в программе АРБАТ при решении задач подбора арматуры и проверки несущей способности таких элементов железобетонных конструкций, как неразрезные балки, колонны и плиты, опертые по контуру. Расчеты выполняются с учетом предельных состояний первой и второй группы для расчетных сочетаний усилий (PCY), выбираемых автоматически в зависимости от заданных расчетных нагрузок в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85\* [1] и СНиП 2.03.01-84\* [2].

Подбор и проверки предусмотрены для железобетонных конструкций без предварительного напряжения. Предполагается, что конструкции изготовлены из тяжелого, мелкозернистого или легкого бетонов с применением арматурной стали класса А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V и А-VI, арматурной проволоки класса ВР-I или арматуры классов А400С, А500С, предусмотренных документом [3].

Кроме указанных функций, программа выполняет в определенной степени и роль справочника, с помощью которого можно получить данные о сортаментах и характеристиках арматуры, нормативных и расчетных сопротивлениях бетона, коэффициентах условий работы бетона и предельных прогибах.

Программа АРБАТ позволяет за считанные секунды просчитать ряд однотипных задач и получить результаты по широкому спектру произведенных проверок. Это дает возможность исследовать зависимость напряженно-деформированного состояния элемента при изменении различных входных параметров.

Первая часть статьи представляет собой краткое описание программы (более полно с описанием программы можно ознакомиться в [5]), которая используется как инструмент исследования, вторая — анализ некоторых результатов этих исследований.

Разработка выполнялась с расчетом не только на опытного проектировщика, но и на пользователей, которые не обязательно должны ориентироваться во всех тонкостях применения нормативных документов, какими являются как СНиП 2.03.01-84\*, так и документы, на которые в СНиП даются внешние ссылки. Пользователь должен быть уверен, что применение специализированной программы избавит его от сомнений относительно полноты и качества выполненных проверок конструкции на соответствие требованиям норм.

Чтобы программа выполняла функции квалифицированной экспертизы, разработчики сознательно отказались от включения в нее режимов работы и проверок, не определенных в СНиП 2.03.01-84\* (например, проверки на трещиностойкость при общем случае нагружения). Реализация таких режимов означала бы, что допускаются отступления от норм или нестрогое следование им. Одновременно, программа автоматически запрещает работу с конструктивно неудачными сечениями. С этой целью предусматривается контроль исходных данных, осуществляются проверки на выполнение конструктивных ограничений СНиП (например, правил расстановки арматурных стержней).

Поскольку любой набор нормативных требований, как правило, может быть представлен в форме списка неравенств вида

$$F_i(S, R) \leq 1 \quad (i = 1, \dots, n),$$

где  $F$  — функция основных переменных,  $S$  — обобщенные нагрузки (нагрузочные эффекты),  $R$  — обобщенные сопротивления, то, обозначив  $K_i = F_i(S, R)$ , вводится понятие о коэффициенте использования ограничения ( $K_i$ ), а критерий проверки представляется в форме

$$K_{max} = \max_i \{K_i\} \leq 1.$$

Само значение  $K_i$  при этом определяет для элемента (узла, соединения, сечения и т.п.) имеющийся запас прочности, устойчивости или другого нормируемого параметра качества (фактора). Если требование норм выполняется с запасом, то коэффициент  $K_i$  равен относительной величине исчерпания нормативного требования (например,  $K_i = 0,7$  соответствует 30%-му запасу). Значение  $K_i > 1$  свидетельствует о нарушении того или иного нормативного требования, то есть характеризует степень перегрузки.

Во время проверки конструкции выводится значение  $K_{max}$  — максимального (то есть наиболее опасного) из обнаруженных значений  $K_i$  и указывается тип проверки (прочность, ширина раскрытия трещин и т.п.), при которой этот максимум реализовался. По специальному

запросу можно получить результаты детального диагностирования (рис. 1), что дает пользователю возможность в необходимых случаях оперативно принять решение об изменении поперечного сечения элемента, его армирования или других параметров проектирования.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные

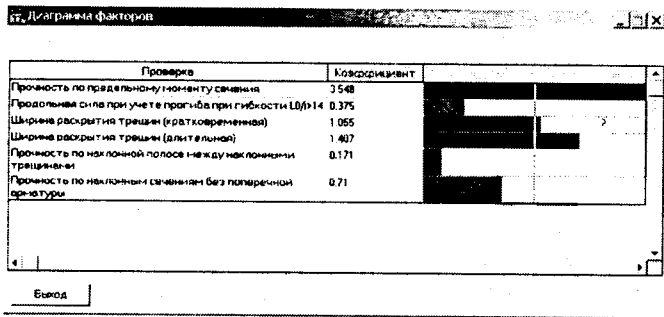


Рис. 1. Представление результатов расчета в виде диаграммы факторов

состояния второй группы). Предельные условия определяют для усилий определенную границу. В более общем случае предельные условия по прочности могут быть заданы в виде системы неравенств — ограничений. Такая система неравенств задает некоторую область, описывающую прочность сечения для рассматриваемого вида напряженного состояния. Такую область удобно представить в координатах продольная сила – момент ( $N-M_y$ ,  $N-M_z$ ), момент – момент ( $M_y-M_z$ ), продольная сила – поперечная сила ( $N-Q_y$ ,  $N-Q_z$ ). Когда такое неравенство не выполняется, элемент конструкции, к которому относится рассматриваемое усилие, вступает в новую область поведения.

В программе АРБАТ в режиме сопротивление сечений реализована возможность для каждого из предусмотренных в программе типов сечений (прямоугольного, таврового, двутаврового, кольцевого) построить такие области. Результаты расчета отображаются в виде *кривых взаимодействия*, ограничивающих область несущей способности сечения при действии на него пар усилий, внутри которой располагаются точки с допустимыми парами рассматриваемых усилий, т.е. усилиями, для которых коэффициент использования несущей способности сечения  $K_{max} \leq 1$  (рис. 2). При этом остальные усилия в сечении полагаются равными нулю.

С помощью курсора можно обследовать представленную на графике область изменения усилий. Каждому положению курсора соответствует определенная пара числовых значений усилий, которая отображается рядом с графиком. Одновременно на экран выводится максимальное значение коэффициента использования  $K_{max}$ , соответствующее этим усилиям, и тип проверки, при которой он вычисляется.

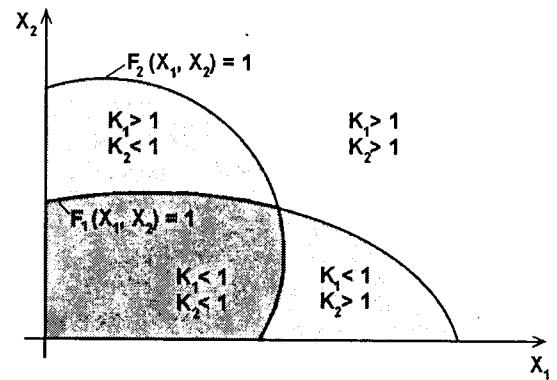


Рис. 2. Геометрическая иллюстрация к построению кривой взаимодействия

Для любого положения курсора в поле отображения кривой взаимодействия можно получить диаграмму факторов для всех выполняемых проверок.

В качестве исходных данных задаются форма и размеры сечения, характеристики и размещение в сечении продольной и поперечной арматуры, геометрические и расчетные длины элементов, случайные эксцентриситеты, вид, класс и коэффициенты условий работы бетона, условия твердения. Предусмотрена возможность проверки несущей способности сечения с учетом второго предельного состояния (расчет по трещиностойкости).

Хотелось бы отметить, что во многих случаях (в частности при несимметричном армировании) область

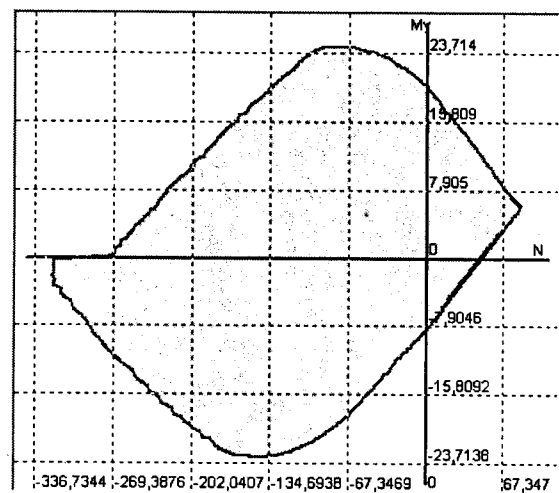


Рис. 3. Кривые взаимодействия

несущей способности является *невыпуклой* (см. рис. 3).

Последствия этого факта могут носить катастрофический характер, поскольку большинство проектировщиков уверены в том, что конструкция, которая удовлетворяет требованиям СНиП под действием двух различных нагрузок, удовлетворяет также всем требованиям норм, если она находится под действием, например, загрузки, являющегося полусуммой этих нагрузок. Невыпуклость области несущей способности говорит о том, что это не всегда верно.

В программе предусмотрены информационные и функциональные режимы работы. Каждому режиму соответствует кнопка выбора в главном окне программы.

Первые пять режимов являются в некотором смысле вспомогательными и обеспечивают доступ к нормативной и справочной информации. К ним относятся:

- **Класс бетона** (СНиП 2.03.01-84\*) — приведены расчетные (для предельных состояний первой группы), а также расчетные и нормативные (для предельных состояний второй группы) сопротивления бетона по прочности на сжатие (табл. 12, 13 СНиП 2.03.01-84\*);
- **Марка бетона** — приведены расчетные (для предельных состояний первой группы), а также расчетные и нормативные (для предельных состояний второй группы) сопротивления бетона по прочности на сжатие для различных марок бетонов. Информация может использоваться для корректировки указанных параметров при экспертизе элементов конструкций, запроектированных в соответствии со СНиП II-21-75;
- **Арматура** — приведены характеристики арматуры (таб. 19 и 22 СНиП 2.03.01-84\*), а также сортамент арматуры;
- **Коэффициенты** — приведены коэффициенты условий работы бетона в зависимости от различных факторов, обуславливающих их введение (таб. 15, 16 и 17 СНиП 2.03.01-84\*);
- **Предельные прогибы** — даны таблицы 19, 21, 22 СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» с ограничениями на прогибы элементов конструкций.  
Следующие режимы объединены в три группы и являются функциональными. В группу **Экспертиза** входят режимы для проверки конструктивных решений элементов железобетонных конструкций на соответствие требованиям СНиП по прочности и трещиностойкости. К ним относятся:
  - **Сопротивление сечений** — в этом режиме проверяется несущая способность и строятся кривые взаимодействия, ограничивающие область несущей способности сечения, для пар усилий  $N - M_y$ ,  $N - M_z$ ,  $M_y - M_z$ ,  $N - Q_z$ ,  $N - Q_y$ .
  - **Прогиб балки** — вычисляются прогибы в сечениях неразрезной балки согласно требованиям СНиП;
  - **Экспертиза балки** — выполняется экспертиза на соответствие требованиям норм (по предельным состояниям первой и второй групп). Рассматривается изгиб в одной силовой плоскости;
  - **Экспертиза колонны** — выполняется экспертиза на соответствие требованиям норм (по предельным состояниям первой группы — для внецентренно сжатых и растянутых колонн с двухосным эксцентриситетом, и по предельным состояниям первой и второй групп — для внецентренно сжатых и растянутых колонн с одноосным эксцентриситетом);

- **Экспертиза плиты** — выполняется экспертиза на соответствие требованиям норм (по предельным состояниям первой и второй групп).

В группу **Подбор арматуры** включены режимы обеспечивающие автоматический подбор арматуры в балках и колоннах:

- **Подбор арматуры в балке** — выполняется подбор арматуры в многопролетной железобетонной балке по прочности и трещиностойкости при изгибе в одной силовой плоскости;
- **Подбор арматуры в колонне** — выполняется подбор арматуры в железобетонной колонне.

В группу **Местная прочность** включены режимы обеспечивающие проверку несущей способности элементов конструкций. Сюда входят проверки на **местное сжатие**, **продавливание** (для плитных конструкций), **отрыв** (для мест сопряжения конструкций), а также экспертизу **закладных деталей и коротких консолей**.

Форма представления несущей способности сечений в виде соответствующих графиков дает общую картину о сопротивлении данного сечения действию внешних сил. Благодаря этому появилась возможность наглядно проследить изменение значений различных нормативных критериев при изменении усилий.

В процессе разработки и эксплуатации программы **АРБАТ** был выявлен целый ряд ситуаций, в которых получаемые результаты представляются по крайней мере нелогичными. Некоторые примеры с описанием полученных результатов мы приводим ниже.

**I. Расчет по предельным состояниям второй группы.** Рассмотрим пример расчета по предельному состоянию второй группы (3-я категория трещиностойкости). Формула (144) СНиП 2.03.01-84\* для определения ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, кроме общеизвестных недостатков эмпирического подхода (отсутствие ясного физического смысла, ограниченная область применения и др.) учитывает приближенно либо не учитывает вообще влияние целого ряда факторов. Последнее приводит в одних случаях к необоснованному увеличению расчетной ширины раскрытия трещин (элементы с низкими процентами армирования), а в других (элементы с высокими процентами армирования), наоборот, к уменьшению.

При определении ширины раскрытия трещин  $a_{crc}$  не учитывается работа бетона растянутой зоны. В элементах (не слабоармированных), для которых коэффициент Мурашова  $\psi_s$ , учитывающий работу бетона растянутой зоны, близок к единице, это не приводит к большим погрешностям, но для слабоармированных элементов данное обстоятельство является одной из причин превышения расчетных значений  $a_{crc}$  над опытными. Поэтому в программе **АРБАТ** проводится уточнение расчета  $a_{crc}$  для слабоармированных элементов в диапазоне  $M_{crc} \leq M_r \leq M_0$  (см. п.4.14 СНиП 2.03.01-84\*).



На рис. 4 приведен график несущей способности слабоармированного сечения с учетом предельного состояния второй группы, полученный по программе АРБАТ с учетом уточнения расчета  $a_{crс}$  в диапазоне  $M_{crс} \leq M_r \leq M_0$ . Для примера, приведенного на рис. 5, изъят формулы (144) СНиП хорошо виден в нижней части графика (при внецентренном сжатии) в виде так называемого “зуба”.

**II. Подбор арматуры в слабоармированных сечениях.** Некоторые результаты армирования, полученные в строгом соответствии с нормами, могут представляться нелогичными. При этом у пользователей возникает сомнение относительно корректности

Прямоугольное сечение  $30 \times 60$  см  
армировано арматурой класса А-III,  
нижняя арматура —  $2\varnothing 28$ ,  
верхняя арматура —  $2\varnothing 10$ ,  
бетон класса В-25 ( $\gamma_{b2}=0,9$ ),  
защитный слой  $a_1=a_2=3$  см.  
3-я категория трещиностойкости,  
условия эксплуатации конструкции в помещении,  
влажность бетона - естественная,  
влажность воздуха окружающей среды 40-75 %,   
допустимая ширина раскрытия трещин:  
непродолжительная — 0,4 мм,  
продолжительная — 0,3 мм.

прекращается образование трещин (то есть при меньшей ширине сечения на подобранную площадь арматуры влияло не только условие прочности, но и ограничение на ширину раскрытия трещин), а дальнейший рост этого параметра определен тем, что сечение становится слабоармированным и его несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в растянутой зоне. Известно, что исчерпание несущей способности элементов одновременно с образованием трещин приводит к хрупкому, внезапному обрушению этих конструкций и поэтому особенно опасно. Согласно п. 1.19 СНиП 2.03.01-84\*, площадь сечения продольной растянутой арматуры следует увеличить по сравнению с

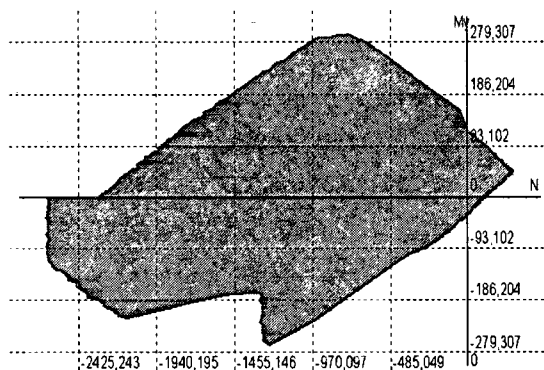


Рис. 4. Область несущей способности слабоармированного сечения

полученных результатов. В качестве примера приведем следующую ситуацию, на которую обращают внимание пользователи программы. При подборе арматуры в однопролетной балке прямоугольного сечения, нагруженной сосредоточенной силой в середине пролета, при увеличении ширины сечения суммарная площадь арматуры ведет себя немонотонно (сначала происходит увеличение площади арматуры, затем при некоторой ширине площадь арматуры падает, а при дальнейшем увеличении ширины вновь начинает расти (рис. 5).

Анализ показывает, что расчет, выполненный программой АРБАТ, корректен. Первоначальный рост площади арматуры определяется тем, что в соответствии с таблицей 38 СНиП 2.03.01-84\*, следует использовать конструктивную арматуру, площадь которой растет при увеличении ширины сечения. Уменьшение площади арматуры при некоторой ширине связано с тем, что

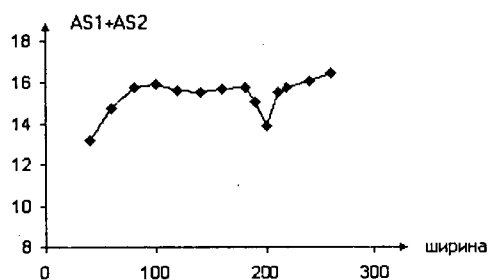


Рис. 5. График изменения суммарной площади арматуры при увеличении ширины сечения

требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15%.

Поднятые авторами вопросы (их список можно было бы продолжить) во многом связаны с позицией разработчиков программы АРБАТ, которая заключается в стремлении строго следовать указаниям норм, ограничивая класс решаемых задач, когда нормы не рассматривают соответствующий случай. Естественно, что хотелось бы работать с более общими правилами, в то время как СНиП 2.03.01-84\* часто ограничивается рассмотрением частных случаев (например, кручение только прямоугольных сечений).

#### Библиографический список

1. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия/Минстрой России. — М.: ГП ЦПП, 1966. — 44 с.
2. СНиП 2.03.00-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции/Минстрой России. — М.: ГП ЦПП, 1966. — 77 с.
3. ТСН 102-00. Железобетонные конструкции с арматурой классов А500С и А400С (Территориальные строительные нормы, Москва).
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84\*)/ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1996. — 188 с.
5. Белокопытова И.А., Крисунов Э.З., Микитаренко М.А., Перельмутер М.А. "АРБАТ" — программа для расчета железобетонных строительных конструкций//CADmaster. — 2001. — № 4.

В.М.БОНДАРЕНКО, д-р. техн. наук, проф., академик РААСН и РИА (Московский институт коммунального хозяйства и строительства)

## Диалектика механики железобетона\*

Отличительной особенностью силового сопротивления железобетона, составляющих его компонент и их совместного функционирования, помимо анизотропии и необратимости, является режимно-наследственная специфика нелинейного неравновесного деформирования. Игнорирование этого факта неизбежно приводит к качественным потерям и количественным ошибкам. При этом известно, что имеющиеся решения физики и термодинамики твердого тела, как и существующая пружинно-поршневая имитация механизма деформирования таких тел, не позволяют применительно к бетону и железобетону количественно удовлетворительно прогнозировать их силовое сопротивление. Поэтому современные научные и расчетно-конструкторские разработки, согласовываясь с фундаментальными положениями механики, физики и термодинамики, развиваются в феноменологическом направлении. Последнее реализуется как в традиционных интегральных моделях железобетона с использованием преимуществ вычислительной техники, так и в дискретных моделях, следующих за сетевыми методами механики твердотел деформируемого тела. Объективно по содержанию и хронологическому во времени дискретные модели наследственны по отношению к интегральным моделям.

Логической базой феноменологических методов являются опытно-статистическая оценка факторов и следствий процессов деформирования и разрушения материалов и конструкций, выявление и анализ существующих качественных и количественных связей между ними, обобщение полученных результатов с последующим формулированием системы гипотез и инвариантов, достаточной для построения прикладной теории и предопределяющей структуру решения задач [4]. Все экспериментальные исследования, посвященные силовому деформированию бетона, рассматривают раздельно мгновенные деформации и деформации ползучести; в этом, по сути, реализуется предпосылка о взаимонезависимости и сложении частных деформаций ползучести [2, 3, 4, 13]; во всех случаях обработка экспериментальных данных осуществляется в рамках инварианта С.В.Александровского – В.Д.Харлаба.

$$\frac{1}{E_o^M(t_o)} - \frac{1}{E_o^M(t)} = 1 \frac{C_o^*(t, t_o) - C_o(t, t_o)}{C_o^*(t, t_o)} \quad (1)$$

где  $E_o^M$  — модуль мгновенной деформации;  $C_o$  — мера простой ползучести без учета влияния старения бетона;  $C_o^*$  — мера простой ползучести стареющего бетона;  $t_o$ ,  $t$  — начало ползучести, время [2].

Одновременно, в связи с экспериментально-феноменологической сущностью методики изучения и с учетом режимно-наследственного характера деформирования бетона во времени особое значение приобретают выбор эталонных режимов силового нагружения и построение адекватных соотношений для напряжений, деформаций и времени, а также поиск, формулирование и оценка связей между эмпирическими эталонными записями и уравнениями ползучести при других возможных режимах на-

гружения [13].

Современные теории силового деформирования бетона в качестве эталонного режима принимают неизменными во времени напряжения

$$\sigma = \text{const}; \quad \frac{d\sigma}{dt} = 0 \quad (2)$$

Заметим, что деформации ползучести, соответствующие эталонному режиму (2), называются деформациями простой ползучести. Кривые ползучести, соответствующие неизменным во времени различным напряжениям для однородного напряженно-деформированного состояния образцов и т.н. изохроны  $\sigma - \varepsilon$ , соответствующие разным фиксированным моментам временем, приведены на рис. 1.

На рис. 1: а — нагружение постоянными напряжениями  $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3 < \sigma_4$ ; б — кривые простой ползучести, соответствующие нагружениям  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$  (пунктирные линии — то же в предположении линейного деформирования); в — т.н. изохронные диаграммы для фиксированных моментов времени  $t_m, t_n$  (пунктирные линии — то же в предположении линейного деформирования).

В области линейного деформирования

$$\frac{\sigma_{ni}(\sigma_i, t_o, t)}{\sigma_{nk}(\sigma_k, t_o, t)} = \frac{\sigma_i}{\sigma_k} \quad (3)$$

В области нелинейного деформирования

$$\frac{S_{ni}(\sigma_i, t_o, t)}{S_{nk}(\sigma_k, t_o, t)} = \frac{S_n(\sigma_i)}{S_n(\sigma_k)} \quad (4)$$

где  $\varepsilon_n$  — относительные деформации ползучести,  $\sigma$  — напряжения,  $S_n$  — функция напряжения для деформации ползучести.

Применяющаяся, как правило, замена

$$S_n = \sigma \cdot S_n^o \quad (5)$$

где  $S_n^o$  — функция нелинейности, представляет собой принятие инварианта аффинноподобия П.И.Васильева.

В литературе приводится множество различных запи-

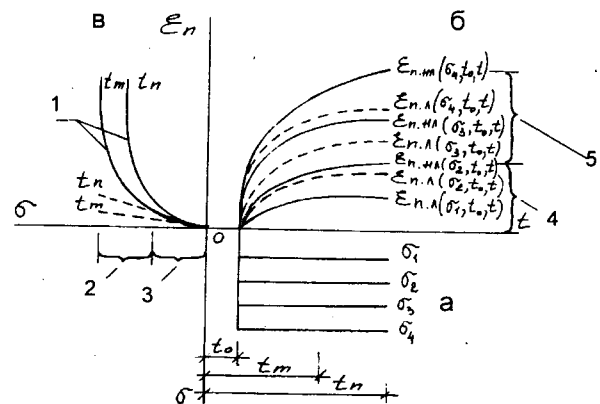


Рис. 1. Диаграммы напряжения - деформации ползучести - время при эталонных нагружениях  $\sigma = \text{const}$  [2]

1 — изохроны; 2 — область нелинейного деформирования; 3 — область линейного деформирования; 4 — область линейного деформирования; 5 — область нелинейного деформирования

\* Работа выполнена при содействии гранта Минобразования РФ.

В литературе приводится множество различных записей для функции нелинейности; каждый раз введение новых предложений мотивируются какими-нибудь локальными причинами; среди них обычно фигурируют соображения точности аппроксимации экспериментальных данных, хотя чаще всего достоверность ожидаемой точности не доказывается. Между тем, в части аппроксимации, несомненно, перспективным является предложение С.В.Бондаренко [3], позволяющее осуществлять искомую аппроксимацию с любой, наперед заданной точностью.

Аналогично, для  $C_0$  также известно множество конкурирующих предложений: многие из них, к сожалению, не подтверждают критериальным анализом И.Е.Прокоповича – И.И.Улицкого [2].

Иным является предложение [11], построенное с помощью  $m$ -нелинейного обобщения постулата Гульдберга-Вааге [4].

$$\frac{d}{dt} \Delta C_0(t, t_0) = -\gamma [\Delta C_0(t, t_0)]^{m*} \text{ при } m_* = 1, 2, 3 \dots (6)$$

где  $\Delta C_0(t, t_0) = C_0(\infty, t_0) - C_0(t_0, t_0)$ ,

а знак "минус" правой части отражает факт убывания скорости простой ползучести во времени

Из (6) получаем

$$C_0(t, t_0) = f_{m_*}(t_0, t) \cdot C_0(\infty, t_0), \quad (7)$$

а при  $m_* = 1$  получается запись  $C_0$ , предложенная еще в 1952 г. Н.Х.Арутюняном

$$f_1 = 1 - \beta \cdot C^{-\gamma(t-t_0)} \quad \beta = \frac{\Delta C_0(t_0, t)}{C_0(\infty, t_0)} \quad (8)$$

а при  $m_* = 2, 3, 4 \dots$

$$f_{m_*} = 1 - \frac{1}{C_0(\infty, t_0)} \left\{ [\Delta C_0(t_0, t)]^{(1-m_*)} - \gamma(1-m_*)(t-t_0) \right\}^{\frac{1}{(1-m_*)}} \quad (9)$$

заметим, что при отсутствии т.н. быстронатекающей ползучести  $C_0(t_0, t_0) = 0$  получается  $\Delta C_0(t, t_0) = C_0(\infty, t_0)$  и  $\beta = 1$ .

Известно, что для неубывающих режимов нагружения линейная теория ползучести изначально опиралась на принцип суперпозиции; значительно позднее Б.Персоц обосновал, что в условиях взаимонезависимости частных деформаций принцип суперпозиции справедлив для нелинейной ползучести, А.А.Гвоздев показал его применимость для любых, в т.ч. для убывающих режимов нагружения [2].

Известно также, что режимное нагружение может быть эквивалентно представлено ступенчатым нагружением, каждая ступень которого соответствует эталонному простому нагружению.

Далее, используя ступенчатое представление нагружения, предпосылку о взаимонезависимости и сложении частных деформаций и принцип суперпозиции для деформаций ползучести, получим режимную кривую ползучести  $\varepsilon_n$  (рис. 2) и реологические уравнения силового сопротивления бетона в виде

$$\varepsilon(t, t_0) = \sum_{i=0}^n \Delta \varepsilon_0(t, t_i) \quad (10)$$

где

$$\Delta \varepsilon_0(t, t_i) = \frac{1}{E^M(t)} \Delta S_M[\sigma(t)] + C_0^*(t, t_i) \Delta S_n[\sigma(t_i)] \quad (11)$$

Затем, переходя от малых  $\Delta$  к дифференциалам  $d$ , а от их суммы к квадратурам, интегрируя эти квадратуры по частям и осуществляя приведение подобных членов, получим

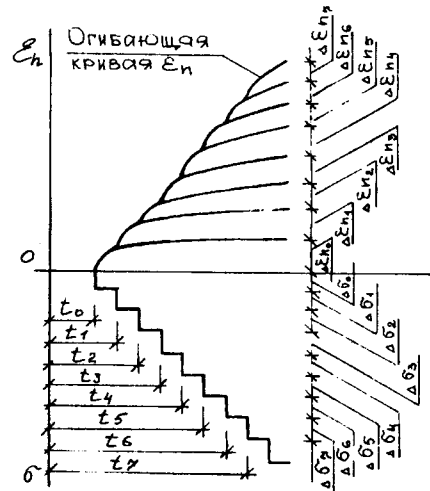


Рис. 2. Схема суперпозиции деформаций ползучести

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{1}{E^M(t)} S_M[\sigma(t)] + C_0^*(t, t) S_n[\sigma(t)] - \int_{t_0}^t S_n[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C_0^*(t, \tau) d\tau \quad (12)$$

Здесь в правой части первое слагаемое – относительные мгновенные деформации; второе слагаемое – относительные деформации т.н. "быстронатекающей ползучести" (более точное наименование, введенное Ю.Н.Работновым – кратковременная ползучесть); третье слагаемое – относительная деформация ползучести, накапливаемая во времени.

Из (12) получается

$$\text{а) при } \sigma = \text{const } \varepsilon(t, t_0) = \frac{S_M(\sigma)}{E^M(t)} + S_n(\sigma) \cdot C_0^*(t, t_0) \quad (13)$$

б) при использовании предпосылки об аффинноподобии (5)

$$\varepsilon(t, t_0) = S_M^0[\sigma(t)] \frac{\sigma(t)}{E^M(t)} + S_n^0[\sigma(t)] \sigma(t) C_0^*(t, t) - \int_{t_0}^t S_n^0[\sigma(\tau)] \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_0^*(t, \tau) d\tau \quad (14)$$

в т.ч. в линейной постановке  $S_0 = 1$

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E^M(t)} + \sigma(t) C_0^*(t, t) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_0^*(t, \tau) d\tau \quad (15)$$

в) при отсутствии т.н. быстронатекающей ползучести  $C_0^*(t, t) = 0$

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{1}{E^M(t)} S_M[\sigma(t)] - \int_{t_0}^t S_n[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C_0^*(t, \tau) d\tau \quad (17)$$

или в линейной постановке наиболее употребляемая запись

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E^M(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_0^*(t, \tau) d\tau \quad (18)$$

Согласовано с предложением Ю.Н.Работнова о квазилинейном представлении неравновесного деформирования твердых тел [10] С.В.Бондаренко обосновал приемлемость его применения (с точностью не менее 97%) для решения силовых задач ползучести железобетона в нелинейной постановке

$$\varepsilon(t, t_0) = S_0[\sigma(t)] \left\{ \sigma(t) \left[ \frac{1}{E^M(t)} + C_0^*(t, t) \right] - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_0^*(t, \tau) d\tau \right\} \quad (19)$$

и создал теорию сопротивления строительных конструкций режимным нагружениям [5, 6, 7].

В (19) структура единой функции нелинейности  $S_0$  повторяет структуру частных функций нелинейности  $S_M^0$  и  $S_n^0$ , а ее параметры вычисляются с помощью простейших процедур [6, 7].

В работах [5, 6, 7] в нелинейной режимно-наследственной постановке решаются все основные задачи расчета строительных конструкций, включая многомерные задачи, задачи об эволюционном и мгновенном изменении граничных условий, задачи прочности, деформативности, устойчивости, динамики и др.

Возвращаясь к (12)-(18), заметим, что их непосредственное применение в реологических уравнениях приводит к математическим трудностям, неприемлимым для прикладного расчетно-конструкторского использования. Преодолевая это препятствие, С.Е.Фрайфельд в 1941 г. ввел для однородного напряженного деформированного состояния Гукую форму записи для (12) и понятие "временного модуля деформаций" [12]

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E^{sp}(\sigma, t, t_0)} \quad E^{sp}(\sigma, t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(\sigma, t, t_0)}; \quad (20)$$

Реализация (20), например в квазилинейной постановке [6, 7], приводит к

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E_n^{sp}(t, t_0)} \frac{1}{[S_0[\sigma(t)]]^{-1}}, \quad (21)$$

где

$$E_n(t, t_0) = \left[ \frac{1}{E^M(t)} + C_0(t, t_0) - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) dt \right]^{-1} \quad (22)$$

- временный модуль деформации С.Е.Фрайфельда в линейной постановке. Известны обобщения и развитие этого метода, осуществленные Р.С.Санжаровским.

Укажем, что излагаемый прием (22) согласуется с "принципом соответствия" Н.Х.Арутюняна - В.Б.Колмановского [1].

Предложения, аналогичные временному модулю деформаций (22) [11], были реализованы для частного квазилинейного случая (20) с детальной проработкой основных вопросов теории [5] и использованы при построении так называемого метода изохрон [8, 9].

Однако необходимо отметить, что в качестве единой функции нелинейности в [9] предлагается эмпирическая запись

$$f_c = 1 \pm kv \frac{[\sigma/R(t)]^m}{\sqrt{1 - 0,8e^{-\gamma(t-t_0)}}}; \quad \text{при } m_n = 4,0;$$

Причем, в этой записи не отражено влияние режима нагружения, а радикал представляет собой не что иное, как функцию старения [13].

Эта запись не связана с номинацией бетона, зато внережимно связана с временем. Для практического применения в [9] всегда рекомендуется применять  $\sigma/R = 1$ , чем гасится сам смысл урвневой зависимой нелинейности, учет которой заменяется для всех номинаций бетона и всех уровней напряжений единым множителем (меньше единицы). В связи с этим напомним, что еще в 1968 г. в [2] показано, что класс бетона влияет на эффект нелинейности

$$m_n = 5,0 - 0,007R_b \quad (R_b \text{ в кг/см}^2),$$

т.е. только для бетона В25 оказывается, что  $m_n = 4,0$ .

Однако подчеркнем, что все вышеупомянутые предложения требуют знания режима изменения напряже-

ний во времени и относятся только к однородному напряженно-деформированному состоянию. При неоднородном напряженно-деформированном состоянии эти предложения могут быть использованы лишь в дискретном понимании, что и было сделано Е.Г.Докторовым в 1969 г., а Б.А.Ягуповым в 1979 г. [14]. С.Е.Фрайфельд и его непосредственные последователи решали указанную задачу итерационными уточнениями уровней и режимов нагружения [13]. Н.И.Карпенко предлагает предварительно наметить несколько фиксированных вспомогательных режимов, чтобы впоследствии пользоваться (21), подбирая для конкретных задач один или несколько из них [9]. В качестве таких вспомогательных режимов рекомендует фиксировать либо постоянную скорость деформирования, либо постоянную скорость нагружения. Заметим, однако, что эти рекомендации нуждаются в дополнительных разъяснениях, поскольку любое режимное стесненное деформирование переводит вопрос в класс релаксационных задач, а режим постоянной скорости силового напряжения приводит для (18) к незатухающей ползучести и одновременно к независимости  $E_n^{sp}$  (22) от самой скорости; действительно, при  $\sigma(t) = at$ , где  $a$  - скорость изменения напряжения, получается, что при  $t \rightarrow \infty$

$$-a \int_0^t \tau \frac{\partial}{\partial \tau} C_0(a, \tau) d\tau \rightarrow \infty,$$

$$\frac{\partial}{\partial a} \left\{ - \int_0^t \frac{a \tau}{a t} \frac{\partial}{\partial \tau} C_0^*(t, \tau) dt \right\} = 0 \quad (24)$$

Это показано В.Ф.Деркачем в 1950 г.

Существенно, что при нелинейном неоднородном напряженно-деформированном состоянии, свойственном большинству бетонных и железобетонных конструкций, величина и режимы (скорости) напряжений изменяются во времени по координатам пространства и, следовательно, методы временного модуля деформаций и т.н. изохрон неприемлемы. Возникшая новая задача была решена автором в 60-х годах прошлого столетия, опубликована в книгах [2, 3] и десятках других публикаций.

Кратко изложим существо этого решения (на примере поперечного изгиба железобетонной балочной конструкции). Реологическое уравнение силового сопротивления сжатой зоны записывается также в Гуковой форме (20), но в условиях нелинейности и режимно-наследственной неравновесности деформирования и с учетом режимного изменения напряжения по высоте сечения и во времени, а также изменения усилий вдоль пролета

$$\varepsilon^{ин}(z, t, t_0) = \frac{\sigma(v, z, t)}{E^{ин}(v, t, t_0)}; \quad E^{ин}(v, t, t_0) = \frac{Q(v, z, t)}{\varepsilon^{ин}(z, t, t_0)} \quad (25)$$

где  $v$  - абсцисса сечения вдоль пролета,  $z$  - ордината волокна по высоте сечения,  $E^{ин}$  - искомый интегральный модуль деформации.

Поскольку в большинстве точек поперечного сечения

$$\varepsilon - \varepsilon^{ин} = \Delta\varepsilon \neq 0, \quad (26)$$

постольку по высоте сечения осуществляется минимизация  $m$  - моментного квадратичного отклонения  $\Delta\varepsilon$  относительно искомого  $1/E^{ин}$

$$\frac{\partial}{\partial E^{ин}(v, t, t_0)} \int_p^q [\Delta\varepsilon \cdot b(z) z^m]^2 dz = 0 \quad \text{при } (0 \leq m \leq 1), \quad (27)$$

где  $b(z)$  - ширина сечения;  $p$  и  $q$  - пределы минимизации (например, высоты сжатой зоны), откуда

$$E^{ин}(v, t, t_0) = \frac{\int_p^q [\sigma \cdot b(z) z^m] dz}{\int_p^q \varepsilon \cdot \sigma [b(z) z^m]^2 dz} \quad (28)$$

В основном частном случае

$$\sigma = r_\sigma(z) \sigma_\phi; \quad \varepsilon = r_\varepsilon(z) \varepsilon_\phi \quad \text{при } \sigma_\phi \neq 0 \text{ и } \varepsilon_\phi \neq 0, \quad (29)$$

где  $\sigma_\phi$  – фибровые или другие фиксированные по высоте напряжения, а  $\varepsilon_\phi$  – соответствующие деформации, получается

$$E^{ин}(v, t, t_0) = \frac{\int_p^q [r_\sigma(z) b(z) z^m]^2 dz}{\int_p^q r_\varepsilon(z) r_\sigma(z) [b(z) z^m]^2 dz} E_\phi^{вп}(v, t, t_0) \quad (30)$$

$$\text{здесь } E_{\sigma\phi}^{вп}(v, t, t_0) = \frac{\sigma_\phi(v, t)}{\varepsilon_\phi(v, t, t_0)} \quad (31)$$

$E_{\sigma\phi}^{вп}$  – фибровый временный модуль деформации [2].

Подчеркнем, что (29) и (30) решают вопрос учета режима изменения напряжений по высоте сечения. Это осуществлено впервые.

Кроме того, для однородного напряженно-деформированного состояния

$$\frac{\partial}{\partial z} \sigma = 0; \quad \frac{\partial}{\partial z} \varepsilon = 0 \quad \text{будет } E^{ин} = E_\phi^{вп} \quad (32)$$

Таким образом, в (30)-(32) проиллюстрирована связь между временным и интегральным модулями деформаций [11] и [2]. Интегральная оценка силового сопротивления растянутой зоны изгибаемого элемента, включая сопротивление арматуры, в настоящей статье из-за ее малого объема не рассматривается.

В целом, с помощью метода интегральных оценок нелинейные режимно-наследственные задачи силового сопротивления железобетона приводятся к решению системы линейных уравнений с переменными (уточняемыми итерациями) коэффициентами. Этим методом, начиная с 1962 г., решены все основные задачи нелинейной теории железобетона – задачи длительной прочности, несущей способности, деформативности, устойчивости, колебаний стержневых и пространственных конструкций, контактные задачи, задачи приспособляемости, перераспределения усилий вдоль координат конструкций и с одного координатного направления на другое координатное направление, а также задачи износа, повреждений, усиления и конструктивной безопасности, а также оптимизации конструкций при динамических нагружениях [2, 3, 5 и др.].

*Р.БАЛЯВИЧЮС, д-р техн. наук, ассист., Е.ДУЛИНСКАС, д-р техн. наук, доц. (Вильнюсский технический университет им.Гедиминаса)*

## Учет линейной ползучести в расчетах железобетонных элементов

Учет ползучести при оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов является весьма сложной задачей, поскольку, кроме большого количества влияющих факторов, приходится учитывать и изменение во времени физико-механических

Нужно согласиться с Н.И.Карпенко [9] в том, что (21) и, добавив, (25)... "это, по-видимому, единственный подход, который может приводить к довольно точному согласованию результатов расчетов с данными опытов".

### Выводы

В статье прослежены феноменология, хронология и эволюция решения нелинейных реологических задач теории железобетона, и в интересах продуктивности самой теории отмечена необходимость скрупулезного отношения к вопросам преемственности в науке; показана перспективность методов временного модуля деформаций (дискретного метода изохрон) и интегрального модуля деформаций (интегральных оценок).

Что касается диалектики механики бетона и железобетона, то автор надеется, что непредвзятое прочтение статьи приведет читателя к объективным выводам.

### Библиографический список

1. Арутюнян Н.Х. Колмановский В.Б. Теория ползучести неоднородных тел. М.: Наука. 1983. 336 с.
2. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Изд. Харьковского госуниверситета. Харьков, 1962. 322 с.
3. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейности теории железобетона. Москва: Стройиздат, 1982. 285 с.
4. Бондаренко В.М. К вопросу о концептуальных основах теории железобетона // Бетон и железобетон. 2001. № 2.
5. Бондаренко С.В. Теория сопротивления строительных конструкций режимным нагружениям. М.: Стройиздат, 1984. 392 с.
6. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. М.: Стройиздат, 1990. 352с.
7. Бондаренко С.В., Тутберидзе О.Б. Инженерные расчеты ползучести строительных конструкций. Тбилиси: Ганатлеба (Просвещение), 1988. 558 с.
8. Карпенко Н.И., Прокопович И.Е., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н., Яременко А.Н. Учет деформаций ползучести и длительного сопротивления бетона в методике диаграмм – изохрон // Сб. Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. М., 1987.
9. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 413 с.
10. Работнов Ю.Н. Элементы наследственной механики твердых тел. М.: Наука, 1977. 384 с.
11. Фахратов М.А., Боровских А.В., Бондаренко В.М. Некоторые закономерности силового сопротивления бетона // Бетон и железобетон. 2001. № 5.
12. Фрайфельд С.Е. Собственное напряжение в железобетоне. М.: Стройиздат, 1941. 198 с.
13. Фрайфельд С.Е. Об исходных предпосылках уравнения механического состояния реальных материалов. Труды харьковского инженерно-строительного института. Вып. 4. Изд. Харьковского государственного университета. Харьков, 1955.
14. Ягупов Б.А., Бондаренко В.М. Некоторые вопросы расчета трещиностойкости железобетонных конструкций. М.: Труды ЦНИЭПсельстроя, 4. 1979.

свойств бетона. В нормативах многих стран, таких, как ENV 1992-1-1 (Евро нормы ЕС-2), ACI 209-92 (США), DIN 4227 (Германия), и других, ползучесть бетона учитывается удельными показателями: мерой или характеристикой. В нормах СНиП 2.03.01-84\*

длительные деформации бетона регламентируются в расчетах потерь преднапряжения от ползучести бетона и в расчетах прогибов без нормирования удельных показателей ползучести.

Так, длительные прогибы железобетонных элементов без трещин в области линейной ползучести по [1] рассчитываются достаточно приближенно с помощью эмпирических коэффициентов  $\varphi_{b1}$  и  $\varphi_{b2}$ , которые учитывают лишь часть факторов, влияющих на деформации ползучести. Потери преднапряжения от ползучести бетона определяются также по формулам аппроксимирования экспериментальных результатов [2]. Очевидно, что зависимости СНиП 2.03.01-84\* для расчета длительных прогибов и потерь преднапряжения от ползучести методически между собой не согласованы и в явном виде не зависят от меры или характеристики ползучести бетона.

В наших работах [3, 4] сделана попытка устранить этот недостаток. В частности, на основе анализа экспериментальных исследований, теории ползучести и положений норм [1] были получены зависимости меры и характеристики ползучести бетона, описывающие большую область длительных деформаций и удовлетворяющие установкам СНиП 2.03.01-84\*. В данной статье приводятся основные результаты этих исследований.

При изменении во времени напряжений в бетоне его деформации на основе известных уравнений [5] и принципа эквивалентного энергетического воздействия [6] определяются:

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(t)}{E_b(t)} - \int_{t_0}^t \sigma_b(\tau) \frac{\partial \Omega(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau = \frac{\sigma_b(t)}{E_b(t)} + \sigma_{\xi}(t, t_0) C^*(t, t_0) = \varepsilon_{b,el}(t) + \varepsilon_{b,pl}(t, t_0). \quad (1)$$

Здесь  $\sigma_{\xi}(t, t_0)$  – средние эквивалентные напряжения бетона, за промежуток времени  $t-t_0$  вызывающие такие же деформации ползучести, как и переменные напряжения  $\sigma_b(t_0) \leq \sigma_b(\tau) \leq \sigma_b(t)$ ,  $C^*(t, t_0)$  – мера ползучести бетона с учетом невосстановившихся упругих деформаций или чистая мера ползучести по [5].

Учитывая пластические деформации  $\varepsilon_{b,pl}(t, t_0)$  по (1) и потери преднапряжения от ползучести бетона по [1], получаем:

$$C^*(t, t_0) = C(t, t_0) + \frac{1}{E_b(t_0)} - \frac{1}{E_b(t)} = \frac{\varepsilon_{b,pl}(t, t_0)}{\sigma_{\xi}(t, t_0)} = \frac{\sigma_6 + \sigma_9(t)}{\sigma_{\xi}(t, t_0) E_{sp}}. \quad (2)$$

Здесь  $\sigma_6$  и  $\sigma_9(t)$  – потери от быстроснатекающей и длительной ползучести бетона по [1],  $E_{sp}$  – модуль упругости преднапряженной арматуры.

Учитывая  $\sigma_6$  и  $\sigma_9(t)$  по исследованиям [3], средние эквивалентные напряжения бетона:

$$\sigma_{\xi}(t, t_0) = \frac{\int_0^{t-t_0} \sigma_b(t) dt}{t-t_0} = \frac{\eta_6}{t-t_0} \int_0^{t-t_0} \left[ R_{bp} \frac{1}{k_{\alpha\mu}} - 40 - \right.$$

$$\left. - \left( \frac{4(t-t_0)}{3(t-t_0)+100} \right) \left( 1 - \frac{40k_{\alpha\mu}}{R_{bp}} \right) 150 \right] k_{\alpha\mu} dt. \quad (3)$$

Здесь  $\eta_6$  – интенсивность обжатия бетона,  $R_{bp}$  – класс бетона во время обжатия,  $k_{\alpha\mu}(t_0)$  – коэффициент, зависящий от модулей упругости бетона, арматуры и процента армирования.

Из уравнений (1-2) получена зависимость меры ползучести, удовлетворяющая установкам норм [1]:

$$C^*(t, t_0) = C_n^*(128,28) = \frac{2280B - 671,54}{(2,40B^2 - 3,30B + 5,94) \cdot 10^6}. \quad (4)$$

Эта мера ползучести зависит только от класса бетона и, по нашему анализу [3], хорошо оценивает ползучесть массивных элементов. Чтобы учесть время загрузки  $t_0$  и наблюдения  $t$ , масштабный фактор и относительную влажность окружающей среды, мера ползучести по (4) была модифицирована с помощью известных зависимостей С.В.Александровского [5] и положений [7]:

$$\begin{cases} t-t_0 \leq 100, \\ C^*(t, t_0) = [C_{a,9}^*(t, t_0) k_9 + \Delta(t_0) k_6] \xi_3^* \xi_4, \\ t-t_0 > 100, \\ C^*(t, t_0) = C^*(z+t_0, t_0) \Omega(t), \\ z = t-t_0 = 100. \end{cases} \quad (5)$$

Здесь  $\Omega(t) = 1 + 0,333 \left[ 1 - 1,9^{-0,055(t-t_0-100)} \right]$ , (6)

$$C_{a,9}^*(t, t_0) = \frac{1}{E_b(t_0)} - \frac{1}{E_b(t)} + \psi(t_0) - \psi(t) \left[ \frac{e^{0,02t_0} - 0,3}{e^{0,02t} - 0,3} \right] - \Delta(t_0) e^{-3(t-t_0)}. \quad (7)$$

$$\Delta(t_0) = (11,2 + 34e^{-0,125t_0}) 10^{-6}, \quad (8)$$

$$\psi(t_0) = \varphi(t_0) - \Delta(t_0), \quad (9)$$

$$\varphi(t_0) = (24,5 + 10e^{-0,023t_0} + 43,2e^{-0,1275t_0} - 36e^{-0,35t_0}) 10^{-6}, \quad (10)$$

$$k_6 = \frac{480B}{29B^2 - 40B + 7,3}, \quad (11)$$

$$\begin{cases} t_0 < 28 \\ k_9 = \frac{(2,7B-1)(-0,27t_0^3 + 14,51t_0^2 - 225,5t_0 + 1661,9)}{(2,4B^2 - 3,30B + 5,94) \left( \frac{0,083}{E_b(\infty)} + 1,72 \cdot 10^{-5} \right)} \cdot 10^6, \end{cases} \quad (12)$$

$$\begin{cases} t_0 \geq 28 \\ k_9 = \frac{1800B - 671,54}{(2,4B^2 - 3,30B + 5,94) \left( \frac{0,083}{E_b(\infty)} + 1,72 \cdot 10^{-5} \right)} \cdot 10^6, \\ \xi_3^* = \xi_3 / 0,64. \end{cases} \quad (13)$$

Здесь  $\xi_3^*$  – коэффициент массивности загружаемого элемента,  $\xi_3$  – коэффициент учета масштабного фактора по [7],  $\xi_4$  – коэффициент учета относительной влажности по [7].

Время загрузки бетона  $t_0$  уточняется по (14) в зависимости от прочности бетона при загрузении  $R_{bp}$  :

$$\begin{cases} t_0 = 10^{0,7B} \frac{R_{bp}}{10}, & t_{01} < 60, \\ t_0 = t_{01}, & t_{01} \geq 60. \end{cases} \quad (14)$$

Здесь  $t_{01}$  – фактическое время загрузки бетона.

При известном составе бетонной смеси удельные показатели ползучести можно уточнить, умножая их на коэффициенты, полученные по данным исследований [5, 10] и учитывающие относительное содержание цементного теста  $p_{ct}$  и водоцементное отношение  $v/c$ :

$$\xi_1(p_{ct}) = 5 p_{ct}, \quad (15)$$

$$\xi_2(v/c) = 2,74(v/c)^{1,69} + 0,12. \quad (16)$$

Сравнение с помощью формулы (5) рассчитанных величин мер ползучести  $C(t, t_0)$  и величин, определенных по рекомендациям НИИЖБ [9], показано на рис. 1.

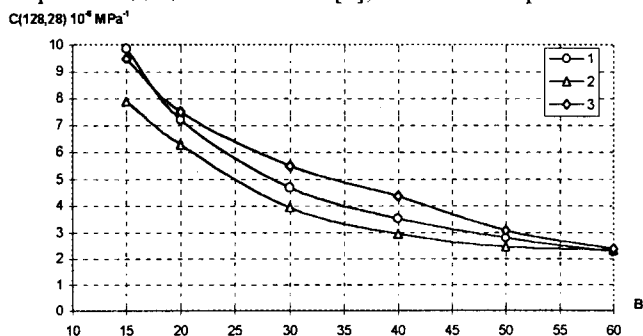


Рис. 1. Графики мер ползучести (МПа<sup>-1</sup>): 1 – рассчитанные с помощью формулы (5), 2 – полученные по рекомендациям НИИЖБ [9] при минимальной подвижности смеси, 3 – определенные по максимальной подвижности смеси

Адекватность теоретических величин мер ползучести  $C(t, t_0)$ , рассчитанных с помощью формулы (2) и предложенной зависимости (5), а также коэффициентов (15-16) с результатами экспериментальных исследований показана на рис.2. Меры  $C(t, t_0)$  определены для экспериментальных моментов времени  $t$ .

Проведенный статистический анализ [3] позволил определить средние отношения  $\kappa = C_{exp}(t, t_0) / C(t, t_0)$  и коэффициенты вариации  $\delta_\kappa$ , которые характеризуют соответствие экспериментальных и теоретических мер ползучести на всем интервале времени  $t$ .

Из 474 относительных значений получено, что меры ползучести, определенные по предлагаемой методике, как и меры ползучести, рассчитанные по методу ЕС-2 [11], в среднем одинаково ( $\kappa=0,89$  раза) отличаются от экспериментальных результатов, но разброс предлагаемых теоретических величин ниже (коэффициент вариации  $\delta_\kappa=27\%$ ), чем для методики норм ЕС-2 [11] (коэффициент вариации  $\delta_\kappa=31\%$ ).

Сравнение экстраполированных значений 149 образцов предельных мер ползучести  $C_{exp}(\infty, 28)$  по

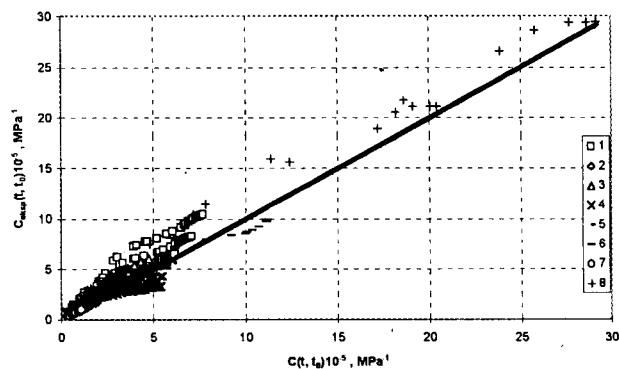


Рис. 2. Адекватность теоретических величин мер ползучести  $C(t, t_0)$ , рассчитанных по предлагаемой методике, результатам экспериментальных исследований  $C_{exp}(t, t_0)$ : 1 – эталонный бетон по [10] при  $t_0=7, 14, 28, 60, 90, 180, 360$  суток,  $t=7...1200$  суток; 2 – по исследованиям А. D. Ross  $t_0=8, 28, 60, 90, t=8...200$ ; 3 – по исследованиям Н.И.Катина  $t_0=28, 50, 140, t=28...128, 190, 300$ ; 4 – по исследованиям С.В.Киреевой и А.И.Русинова  $t_0=7, 18, 30, 60, 90, 383, t=7...1478$  (I серия) и  $t_0=15, 29, 60, 90, 383, t=15...856$  (IV-е серия); 5 – по исследованиям О.Я.Берга и А.И.Рошкова  $t_0=3, 28, 90, t=7...340$ ; 6 – по исследованиям А.Квядараса  $t_0=28, t=28...250$ ; 7 – по исследованиям R.Sato  $t_0=11,7, t=11,7...95$ ; 8 – по исследованиям G. E. Troxell, J. M. Raphael, R. E. Davis  $t_0=28, t=28...6928$ .

данным [8] с теоретическими значениями  $C(\infty, 28)$ , рассчитанными с помощью предложенной зависимости (5) и коэффициентов (15-16), показано на рис.3.

Статистический анализ этих данных, по которым класс бетона, количество воды для затворения смеси изменялись в очень широких пределах (В8+В80, 136+306 л/м<sup>3</sup>), показал, что предельные меры ползучести, определенные по предлагаемой методике, в среднем в  $\kappa=0,95$  раза отличаются от экспериментальных результатов при коэффициенте вариации  $\delta_\kappa=22\%$ . Результаты методики норм ЕС-2 [11] для той же выборки:  $\kappa=0,95$  и  $\delta_\kappa=26\%$ .

Аналогичный анализ выборки результатов 112 образцов бетона классов В20–В60 для методики норм [7] дает  $\kappa=0,99$  и  $\delta_\kappa=26\%$ .

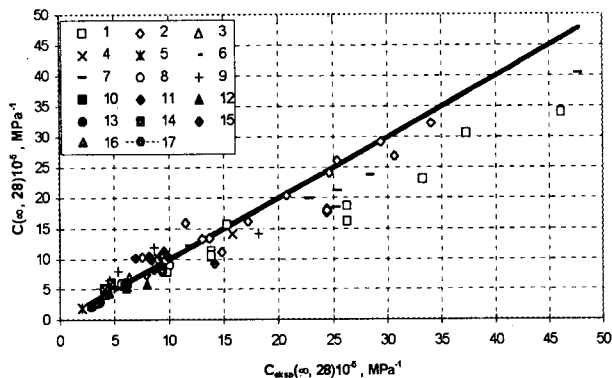


Рис. 3. Адекватность теоретических предельных величин мер ползучести  $C(\infty, 28)$ , рассчитанных по предлагаемой методике, результатам экспериментальных исследований  $C_{exp}(\infty, 28)$ : 1 – W.H.Glanville, 2 – G.E.Troxell, J.M.Raphael, R.E.Davis, 3 – M.Ros, 4 – J.J.Shideler, 5 – A.D.Ross, 6 – A.M.Freudenthal, F.Roll, 7 – K.C.Karapetyan, 8 – G.Weil, 9 – A.Hummel, 10 – F.P.Rodrigues, 11 – K.Kordina, 12 – M.Mamillan, G.Thierry-Leufroy, 13 – В.И.Сыгняк, 14 – А.Мehmel, E.Kern, 15 – J.A.Hanson, 16 – О.Я.Берг, А.И.Рошков, 17 – С.И.Корзун

Предложенная зависимость (5) также была проверена в расчетах потерь преднапряжения арматуры от ползучести бетона, которые можно определить с переменным интервалом времени в зависимости от заданной точности расчета [4]:

$$\sigma_{cp}(t_i, t_0) = E_{sp} \sum_{i=1}^n \sigma_{\xi}^2(t_i, t_{i-1}) [C^*(t_i, t_0) - C^*(t_{i-1}, t_0)]. \quad (17)$$

В результате численного эксперимента получено, что потери предварительного напряжения от ползучести бетона, рассчитанные по формуле (17) с использованием предложенной меры ползучести (5), в некоторых случаях до 10% [12] отличаются от тех же потерь норм [1] при  $\beta(t)=1$ .

Удельные характеристики ползучести, соответствующие требованиям норм [1], можно установить используя коэффициент упругости бетона  $\nu(t, t_0)$  в методике расчета длительных прогибов:

$$\frac{1}{\nu(t, t_0)} = \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}} = \frac{\varepsilon_b(t, t_0)}{\varepsilon_{b,el}(t_0)} = 1 + \frac{\varepsilon_{b,pl}(t, t_0)}{\varepsilon_{b,el}(t_0)} = 1 + \varphi(t, t_0). \quad (18)$$

При относительной влажности воздуха 40–75% из уравнения (18) соответствующая установкам норм [1] характеристика ползучести  $\varphi(\infty) = 1,35$ . Она не зависит от класса и возраста бетона, масштабного фактора и лишь частично зависит от влажности окружающей среды.

Для оценки предложенной зависимости (5) в расчетах длительных прогибов железобетонных элементов без трещин, проведен статистический анализ. Экспериментальные и теоретические величины прогибов 62 элементов показаны на рис.4. Продолжительность испытаний составляла от 100 до 1000 суток.

Из 338 относительных значений во всем интервале времени наблюдений  $t$  получено, что длительные

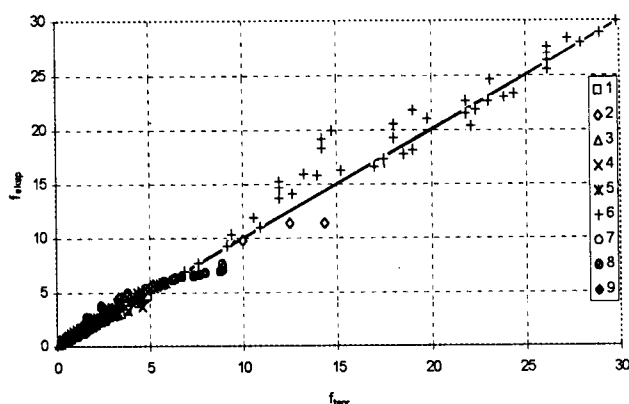


Рис. 4. Экспериментальные  $f_{\text{эксп}}$  и теоретические  $f_{\text{теор}}$  значения длительных прогибов, определенных с помощью предложенной меры ползучести  $C(t, t_0)$ . Экспериментальные исследования: 1 – А.М.Мисьявичюс, 2 – T.Nurnbergerova, J.Hajek, 3 – W.H.Glanville, F.G.Thomas, 4 – J.P.Jaccoud, R.Favre, 5 – G.T.G.Mohamedbhai, R.Taylor, 6 – M.R.Hollington, 7 – W.G.Corley, M.A.Sozen, 8 – S.L.Bakoss, R.I.Gilbert, K.A.Faulkes, V.A.Pulmano, 9 – Е.Дулинскас.

прогибы, определенные с использованием предложенных зависимостей, в среднем в  $\kappa=0,97$  раза отличаются от экспериментальных результатов при коэффициенте вариации  $\delta_{\kappa}=12,6\%$ . Методика норм ЕС-2 [11] для той же выборки дает результаты при  $\kappa=0,91$  и  $\delta_{\kappa}=17,6\%$ .

Как видно из проведенного анализа статистической оценки результатов расчета с опытными данными, предложенная зависимость меры ползучести  $C^*(t, t_0)$  вполне пригодна для оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при длительном действии нагрузки в области линейной ползучести.

## Выводы

1. На основе анализа экспериментальных исследований, теории ползучести и требований норм [1] предложена зависимость меры ползучести  $C^*(t, t_0)$  для бетона классов В15-В60, учитывающая влияние основных факторов и удовлетворяющая установкам СНиП 2.03.01–84\*.

2. Предложенная методика и зависимости удельных показателей ползучести бетона могут быть использованы в расчетах железобетонных конструкций, подвергающихся продолжительному воздействию нагрузки в области линейной ползучести.

## Библиографический список

1. СНиП 2.03.01–84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Госстрой СССР, 1989. 80 с.
2. Яшин А. В. Потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона // Бетон и железобетон. Но. 5. М.: Издательство литературы по строительству, 1971. С. 16-19.
3. Баливичюс Р., Дулинскас Е. Определение удельных показателей линейной ползучести бетона (на литовском языке) // Строительство, VI том, Но.2. Вильнюс: Техника, 2000. С. 87-96.
4. Баливичюс Р., Дулинскас Е. Учет линейной ползучести бетона при определении напряженного состояния стержневых железобетонных элементов и потерь преднапряжения арматуры (на литовском языке) // Строительство, V том, Но.6. Вильнюс: Техника, 1999. С. 364-373.
5. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. М.: Стройиздат, 1973. 432 с.
6. Марчиокайтис Г.В., Дулинскас Е.Ю. Напряженно-деформированное состояние преднапряженных железобетонных конструкций при теплообработке. Вильнюс, 1975. 122 с.
7. СНиП 2.05.01–84. Мосты и трубы. М.: Госстрой СССР, 1988. 199 с.
8. Щербаков Е.Н. О прогнозе величин деформаций ползучести и усадки тяжелого бетона в стадии проектирования конструкций // Исследование деформаций, прочности и долговечности бетона транспортных сооружений. Труды ВНИИТС. Вып. 70. М.: Транспорт, 1969. С. 39–84.
9. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ Госстроя СССР. 1988. 122 с.
10. Прокопович И.Е., Зеденидзе В.А. Прикладная теория ползучести. М.: Стройиздат, 1980. 240 с.
11. ENV 1992–1–1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, 1991. 114 p.
12. Дулинскас Е., Баливичюс Р., Кайрите Л. Учет изменения физико-механических показателей и неупругих деформаций бетона в железобетонных конструкциях (на литовском языке) // V международная конференция “Новые строительные материалы, конструкции и технологии”. Вильнюс: Техника, 1997. С. 45-56.



# ИЗГОТОВИТЕЛИ И ПОТРЕБИТЕЛИ ЦЕМЕНТА!

Вы хотите выполнить испытания цементов по европейскому стандарту EN 196-1, но значительно дешевле? Тогда используйте для испытаний песок стандартный полифракционный для испытаний цемента по ГОСТ 6139, изготовленный ООО "Цемсэнд".

Комиссия по стандартизации в строительстве стран-членов СНГ утвердила новый межгосударственный стандарт на испытания цементов ГОСТ 30744-2001, который вводится в действие на территории Российской Федерации с 1 марта 2002 г.

(Постановление Госстроя РФ № 98 от 20.08.2001 г.). Он полностью соответствует EN 196 и им можно пользоваться всегда, когда нужно произвести испытания цемента по европейскому стандарту. При таких испытаниях применяют только полифракционный песок. Привычный стандартный вольский монофракционный песок не пригоден!

Полифракционный песок можно купить в Германии, Чехии или Англии по цене 3,5 - 4,0 тыс. US\$ на тонну, а можно в ООО "Цемент" за 1000 US\$! Песок ООО "Цемсэнд" не уступает немецкому полифракционному песку, что подтвердили параллельные испытания, выполненные аккредитованным испытательным центром "Цемискон" на цементах Белгородского, Старооскольского и Липецкого цементных заводов (по 20 пар испытаний для каждого). Результаты испытаний с немецким и цемсэндским песком совпали идеально. Расхождения не превышали 1 - 1,5 МПа.

Полифракционный песок выпускается в полиэтиленовых пакетах по 1350±5 г. Каждый пакет содержит все фракции песка в нужном соотношении и используется для одного затворения. Ничего отмеривать или взвешивать не нужно! Все точно, как в Европе. Пакеты герметичны, не боятся влаги, уложены в мягкую картонную транспортную тару.

Полифракционный песок ООО "Цемсэнд" имеет сертификат соответствия № РОСС RU С А 24. Н 00800, выданный Федеральным Центром Сертификации в строительстве и разрешен к применению Госстроем России.

Используйте для испытаний по европейскому стандарту полифракционный песок ООО "Цемсэнд". Это позволит Вам качественно и недорого выполнять испытания и хорошо подготовиться к предстоящему в 2002 году переходу на европейские стандарты на цемент (по техническим условиям).

## ЭКСКЛЮЗИВНЫЙ ДИСТРИБЬЮТОР ЗАО "КОНЦЕРН ЦЕМЕНТ"

Заказы на полифракционный песок принимаются по адресу:

Россия, 109088, Москва, 1ая улица Машиностроения, 5

Телефон (095) - 275-8437, 275-4008

Факс (095) - 275-3138, 275-4008

E-mail: cement@aha.ru



Научно-производственное и Конструкторско-технологическое бюро по оптимизации в технике

## НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ АОЗТ

### ПРЕДЛАГАЕТ

проектным, производственным, научно-исследовательским и учебным организациям

### ЭВМ-ПРОГРАММУ ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Программа, сертифицированная Госстроем РФ, предназначена для расчета бетонных и железобетонных конструкций по СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции». По сравнению с другими способами расчета, программа в большей степени обеспечивает безопасность и экономичность проектирования, точность и надежность получаемых результатов.

### Преимущества программы

- Полнота охвата материала (реализованы все положения СНиП)
- Точность (полное соответствие СНиП)
- Удобный интерфейс
- Простота работы и обучения
- Развитой сервис
- Быстрота подготовки исходных данных и выполнения расчетов

Программу широко применяют при проектировании, оценке результатов обследования, исследовательской работе и обучении. Ее используют Гидропроект, Гипродорнии, Гипротранспуть, ГПИ-1, ГПИ-6, МАДИ, Мосгражданпроект, Мосинжпроект, Моспроект-1, НИИЖБ, ПИ-2, Промстройпроект, ТюменНИИгипрогаз, Фундаментпроект и многие другие организации.

Более подробно ознакомиться с программой и бесплатно скопировать ее демонстрационную версию можно в Интернете по адресу [www.dataforce.net/~krakov](http://www.dataforce.net/~krakov). В статьях М.Б.Краковского в журналах «Бетон и железобетон» №№ 5 и 6, 2000, № 2, 2001 описаны возможности программы и выполнено сравнение результатов расчетов по программе и другими методами.

За дополнительной информацией, а также по вопросам приобретения программы или получения ее для ознакомления во временное пользование просьба обращаться в НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ АОЗТ по адресу: 117292, Москва, ул. Профсоюзная 8-2-150, тел., факс: (095) 124-2425, e-mail: [krakov@dataforce.net](mailto:krakov@dataforce.net)

---

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), В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 24.01.02. Формат 60x88<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1. Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 92

Адрес редакции  
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж  
Почтовый адрес редакции (экспедиция): ГСП, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2,  
МАРХИ, издательство "Ладья", для редакции журнала "Бетон и железобетон"  
E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)  
Тел. 292-6205

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

# UltraTest™

ассоциация  
СТРОЙПРИБОР

Представляет:

## ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНЫЕ ИЗМЕРИТЕЛИ РАССТОЯНИЙ

Электронная  
рулетка  
BOSCH DMB5



Ультразвуковой  
дальномер  
BOSCH DUS20



Лазерный  
дальномер  
BOSCH DLE30



Лазерный  
дальномер  
DISTO classic



**DMB 5** конструктивно выполнена в виде традиционной рулетки со стальной крашенной лентой. Особенностью модели является цифровая индикация результата, возможность хранения его в памяти, функция суммирования, возможность измерения расстояния с учетом корпуса прибора.

**DUS 20** прибор имеет узкий (от 4 градусов) угол распространения ультразвука, что сводит к минимуму недостаток ультразвука перед лазером и делает его самым удобным и точным в классе ультразвуковых дальномеров, прибор оснащен целеуказателем, имеет функции суммирования и умножения, хранит в памяти 6 результатов.

**DLE 30** прибор гармонично сочетает в себе простоту использования и высочайшую точность. Режимы измерения линейных расстояний, площадьебуот от оператора перемножения цифр. Режим непрерывного измерения позволяет определять кратчайшие расстояния между объектами, производить монтажные работы. Режим вычисления неизвестного катета позволяет проводить косвенные измерения в случаях, когда нет доступа к объекту или на пути лазера встречаются препятствия (например: измерение высоты стены с балконом). Прибор оснащен откидным угольником, а для работы в условиях недостаточной видимости имеет подсветку экрана.

**DISTO classic** профессиональный дальномер, кроме перечисленных для DLE30 функций позволяет складывать и вычитать результаты замеров, хранит в памяти 20 значений, предусмотрено крепление прибора на штатив, установка диоптрического прицела, пузырькового уровня. Богатый набор сервисных функций.

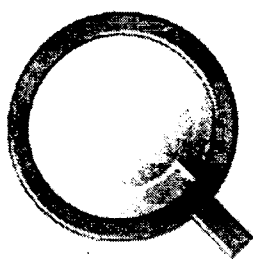
	DMB 5	DUS 20	DLE 30	DISTO classic
Диапазон измеряемых дистанций	0-5 м	0,6-20 м	0,3-30 м	0,3-100 м с отражателем*
Погрешность измерений	-	1%	3 мм	3 мм
Количество измерений от одного комплекта батарей	-	-	5000	3000
Диапазон рабочих температур	-5...+50°C	-5...+50°C	-10...+50°C	-10...+50°C
Питание	1,5 В	4*1,5В	4*1,5 В	4*1,5 В
Вес	220 г	200 г	480 г	360г

## БЕСКОНТАКТНЫЕ ИК-ТЕРМОМЕТРЫ



Наименование характеристики	Модификации							
	MT	ST20	ST30	ST60	ST80	MX4	3iM	3iM
Диапазон измерения температуры, °C	-18...+260	-32...+400	-32...+545	-32...+600	-32...+760	-30...+900	600...3000	200...1800
Пределы допускаемой основной относительной погрешности	±2% но не менее +2°C и не более -2°C при 1 от -18°C до -1°C ±3% при 1 от -1°C до 260°C		±1% но не более -1°C или не менее +1°C для T <sub>изм</sub> 23°C, но не более 2°C или не менее +2°C для T <sub>изм</sub> = -18...+23°C, но не более 2,5°C или не менее +2,5°C для T <sub>изм</sub> = -26...-18°C, но не более -3°C или не менее +3°C для T <sub>изм</sub> = -32...-26°C			±1% но не более 1°C или не менее +1°C для T <sub>изм</sub> >23°C, но не более -2°C или не менее -2°C при T <sub>изм</sub> = -18...+23°C, но не более -2,5°C или не менее +2,5°C для T <sub>изм</sub> = -26...-18°C, но не более -3°C или не менее +3°C для T <sub>изм</sub> = -32...-26°C		±1% при T <sub>изм</sub> = 23 ±5°C, но не более -1°C или не менее +1°C
Показатель низирования	1:6	12:1	12:1	30:1	50:1	1:60	1:180	1:90
Спектральный интервал, мкм	7-18	7-18	7-18	7-18	7-18	8...14	1,0	1,6
Время установл. показаний (95%), мс	500	500	500	500	500	250	550	550
Диапазон коррекции показаний на излучательную способность	0,95	0,95	0,95	0,1...1,0	0,1...1,0	0,3...1,0	0,10-1,00, шаг 0,01	
Габаритные размеры, мм	152 x 101 x 38	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 170 x 50	208 x 257 x 71	208 x 257 x 71
Масса, г	227	320	320	320	320	485	794	794
Питание, В	9 ± 0,9 В	9 В	9 В	9 В	9 В	4 В	6-9 В, 200 мА	6-9 В, 200 мА

454084, Челябинск, а/я 17544. Телефон/факс: /3512/ 93 66 13, 93 66 85. E-mail: stroypribor@chel.surnet.ru  
Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон /095/ 174 78 01  
Санкт-Петербург: телефон /812/ 430 20 65



ПОКУПАТЕЛЮ КОМПЛЕКТА – ПОДАРОК Сотовый телефон



**ПОС-МГ4** с электронным  
силоизмерителем

Измеритель прочности бетона - предназначен для неразрушающего контроля прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Приборы фиксируют максимальную нагрузку, индицируют скорость нагружения и текущую нагрузку, обеспечивают автоматическую обработку измерений, хранят результаты в памяти.

Диапазон 5...100 Мпа  
Усилие вырыва до 49,0 кН (5000кгс)  
Предел основ.относ.погреш. не более 2 %  
Масса прибора 5,2 кг

**ИПА-МГ4**

Измеритель защитного слоя бетона, расположения арматуры в железобетонных конструкциях магнитным методом по ГОСТ 22904.

Диапазон измерения защитного слоя 3...100 мм при диаметре стержней 3...40 мм.

**ПСО-МГ4**

с электронным  
силоизмерителем

Измеритель адгезии - предназначен для контроля прочности сцепления, керамической плитки, штукатурки, защитных и лакокрасочных покрытий с основанием методом отрыва стальных дисков по ГОСТ 28089, 28574 и др.

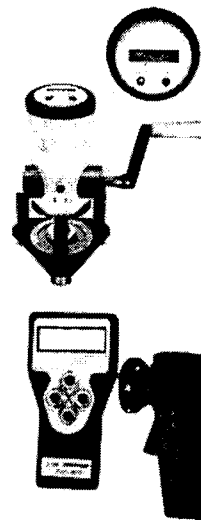
Диапазон 0,1...20 Мпа  
Усилие отрыва до 4,9 кН (500кгс)  
Предел основ.относ.погреш. не более 0,8 %  
Масса прибора 1,8 кг

**ИПС-МГ4 ПЛЮС**

Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690.

Расширенный режим с возможностью учесть вид заполнителя, возраст и условия твердения бетона. Более 25 зависимостей.

Диапазон 3-100 Мпа.



Семейство приборов **Влагомер-МГ4**

**МГ-4Д** Измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588.  
Диапазон 4...60 %. Семь пород древесины.

**МГ-4Б** Измеритель влажности бетона, кирпича по ГОСТ 21718.  
Диапазон 1...45 %. Более 20 зависимостей.

**МГ-4У** Универсальный измеритель влажности строительных материалов по ГОСТ 21718. Диапазон 1...15 %. Более 27 зависимостей.



ПОДАРОК  
электронный рулетка  
BOSCH

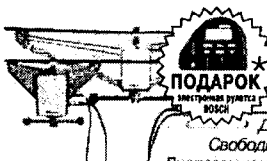


ПОДАРОК  
электронный рулетка  
BOSCH

**ДО-МГ4**

Электронный измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362.

Диаметр контролируемой арматуры: 3, 4, 5, 6 мм  
Свободная длина контролируемой арматуры от 1 метра  
Диапазон контролируемых усилий: 200...4500кгс (1,96...44кН)  
Основная относительная погрешность не более: 3%



ПОДАРОК  
электронный рулетка  
BOSCH

**ЭИН-МГ4**

Измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры.

Диапазон напряжений 150 -1500 МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3-32 мм, длиной 3-18 м.



ПОДАРОК  
электронный рулетка  
BOSCH

**Влагомер-МГ4В**

Измеритель температуры и влажности воздуха с возможностью регистрации данных и вывода на компьютер.

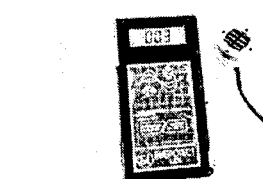
Температурный диапазон от -50 до +80°С  
Диапазон влажности от 0 до 100%



**Вибротест**

Измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок.

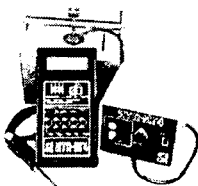
Диапазон частоты 10-100 Гц, амплитуды 0,2-2,5 мм.



**ИТП-МГ4**

Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 0776 и теплового зонда

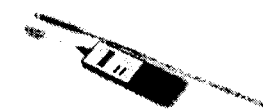
Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м°С)



**Терм-1**

Термометр цифровой зондовый для измерения температур жидкостей, газов, бетонных и асфальтобетонных смесей.

Температурный диапазон от 50 до +200°С  
Длина зонда 400мм, Ø 4...6 мм.



Гарантия 18 месяцев

Сервисное и метрологическое обеспечение на весь период эксплуатации

454084. Челябинск. а/я 17544. Телефон/факс: /3512/ 93 66 13, 93 66 85. E-mail: stroypribor@chel.surnet.ru  
Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон /095/ 174 78 01

★ Предложение действительно с 1 января по 8 марта 2002 года, только при получении продукции в офисе СКБ Стройприбор или представительстве в НИИЖБ.