ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1
2004

2004, № 1-6
Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.bookcite.ru

"КАРАТ"

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ОНИКС-2.41/2.42 **- измерители прочности строительных материалов (удар+отскок),** *1...100 МПа*

ОНИКС-ОС **- измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием,** *5...100 МПа*

ВИМС-1.У **- влагомер универсальный,** *0...200 %, 100 характеристик*

ВИМС-1.Д **- влагомер древесины,** *0...200 %, 28 пород древесины*

ПУЛЬСАР-1 **- ультразвуковой тестер (T,V,R,ρ,E)** *500...9000 м/с, 5...70 МПа, 0...10 м*

ПОИСК-2.3/2.4 **- измерители параметров армирования** *0...170 мм, 3...50 мм, настройка на сталь, сканирование, акустический поиск,* d_x

ВДЛ-5М **- вихретоковый дефектоскоп металлов**

ВИБРАН-01 **- виброанализатор** *1...1000 Гц, 0...500 мм/с, 27...256 линий спектра*

ВИСТ-2.3 **- виброметр** *5...1000 Гц, 0...3 мм, 0...500 мм/с*

ИЧСК-1 **- измеритель частоты собственных колебаний,** *22 Гц...18 кГц*

МИТ-1 **- мобильный измеритель теплопроводности** *0,01...2 Вт/м°К*

РТМ-5.Х **- многоканальный регулятор-регистратор для термообработки бетона** *8 каналов, -50...+200°С*

ТЕРЕМ-3.Х **- многоканальные терморегистраторы**

ТЕРЕМ-4 **- универсальный регистратор деформации, температуры, теплового потока, влажности и др. параметров 64 канала**

ТЕРМОТРАНСФЕР **- прибор сбора данных регистрации**

- *расширенные диапазоны*
- *высокая достоверность*
- *универсальность*
- *регистрация результатов в реальном времени*
- *сервисные компьютерные программы*
- *оптоинтерфейс*
- *дисплей с подсветкой*
- *малогабаритность*
- *корпус 145×70×25 мм*
- *аккумуляторное питание*

Специальные программы компьютерной обработки результатов измерений

454080, Челябинск-80, а/я 12771, тел.: (3512) 655-638, 608-742
E-mail: carat@chel.sumet.ru http://www.carat-ndt.ru

г.Москва НИИЖБ тел. (095) 174-75-13, (095) 510-94-15
E-mail:carat@niizhb.ru 8-926-204-55-47
г.Санкт-Петербург тел. (812) 318-64-96

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1 (526)
Февраль 2004

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

САХАРОВ Г.П., КУРНЫШЕВ Р.А. Эффективный утеплитель из неавтоклавного поробетона для ограждающих конструкций зданий 2

ХАХУТАШВИЛИ Г.Н. Особенности структуры и свойств легких бетонов для монолитного и индустриального домостроения 6

КОЗЛОВ Г.Н., РОВЕНСКИЙ А.П., ТОЦКИЙ О.Н. Сравнительные испытания крепления анкеров 9

ВОРОБЬЕВ А.А., САИД МОХАМАД САИД Деформативность растворов, пропитанных нефтепродуктами 11

АРМАТУРА

ЛАЗАРЕВ А.Д. Теплообмен нагретой напрягаемой арматуры с воздушной средой цеха 13

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

БОРИСОВ Ю.М., ПОЛИКУТИН А.Э. Прочность наклонных сечений изгибиемых армокаутоновых элементов 15

ВЕРЕЩАГИН В.С. Определение прогибов многопролетных железобетонных балок с нормальными трещинами 20

ХАРУН М. Уточнение оценки трещиностойкости железобетонных конструкций 22

ТЕОРИЯ

КРЫЛОВ С.Б. Вопросы стыковки элементов пластин в расчетных схемах 24

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

ШИРОКОВ В.С. Железобетонные трубы и перспективы их производства 25

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

КОРШУНОВ Д.А. Аспекты надежности армирования 27

ИНФОРМАЦИЯ

ПЕТРОВА Т. Международная выставка по применению бетона в строительстве 31

Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2004

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Г.П.САХАРОВ, д-р техн. наук, проф., Заслуженный деятель науки РФ,
Р.А.КУРНЫШЕВ, инж. (МГСУ)

Эффективный утеплитель из неавтоклавного поробетона для ограждающих конструкций зданий

Теплозащитные свойства слоистых ограждающих конструкций с минераловатным или пенополистирольным утеплителем в процессе эксплуатации не остаются неизменными. Они постепенно ухудшаются из-за неустойчивого влажностного режима слоистых стен, уплотнения, увлажнения, деформации и отслоения утеплителей, температурно-влажностной окислительной деструкции пенополистирола и других причин. Особенно неудачным следует признать утепление фасадов зданий мягкими утеплителями с последующим их оштукатуриванием по сетке плотным цементно-песчаным раствором или облицеванием кирпичом вплотную к утеплителю. Недостаточная их паропроницаемость вызывает конденсацию паров воды на внутренней поверхности штукатурки и облицовки, замерзание конденсированной влаги, постепенное увлажнение и разрушение утеплителя и облицовочных слоев (рис.1,2)

На рис. 1 представлены распространенные в жилищном строительстве Москвы варианты конструкций наружных стен зданий разной этажности, а на рис. 2 – схемы тепловлажностного режима их в эксплуатационный период. Тепловлажностный режим определен по методике [3] при стандартных условиях теплопередачи и диффузии водяного пара. Для расчета использованы средние параметры воздуха самого холодного месяца для Москвы – января (t = - 10,2°C; φ = 83%). Вероятность конденсации водяных паров в толще стены определяется зоной пересечения линий максимальной (E) и фактической (e) упругостей пара, которые хорошо просматриваются на рис. 2, поз.А. В однослойной и двухслойной стенах (рис.2, поз.В,Г) потенциальная вероятность конденсации паров отсутствует, что подтверждает положение СНиП II-3-79, разрешающее не определять сопротивление паропроницанию таких стен зданий с сухим и нормальным режимом при сопротивлении паропроницаемости внутреннего слоя двухслойных стен более 1,6 м^2·ч·Па/мг. На рис. 2, поз.Г Rп = 2,3 > 1,6 м^2·ч·Па/мг.

Конденсация и замерзание влаги в толще стены нарушают расчетные параметры и тепловлажностный режим ограждений, а также нормативные параметры микроклимата внутри помещений, поддержание которых требует дополнительного расхода тепловой энергии, а на восстановление теплозащитных свойств ограждений – проведение внеплановых дорогих ремонтов.

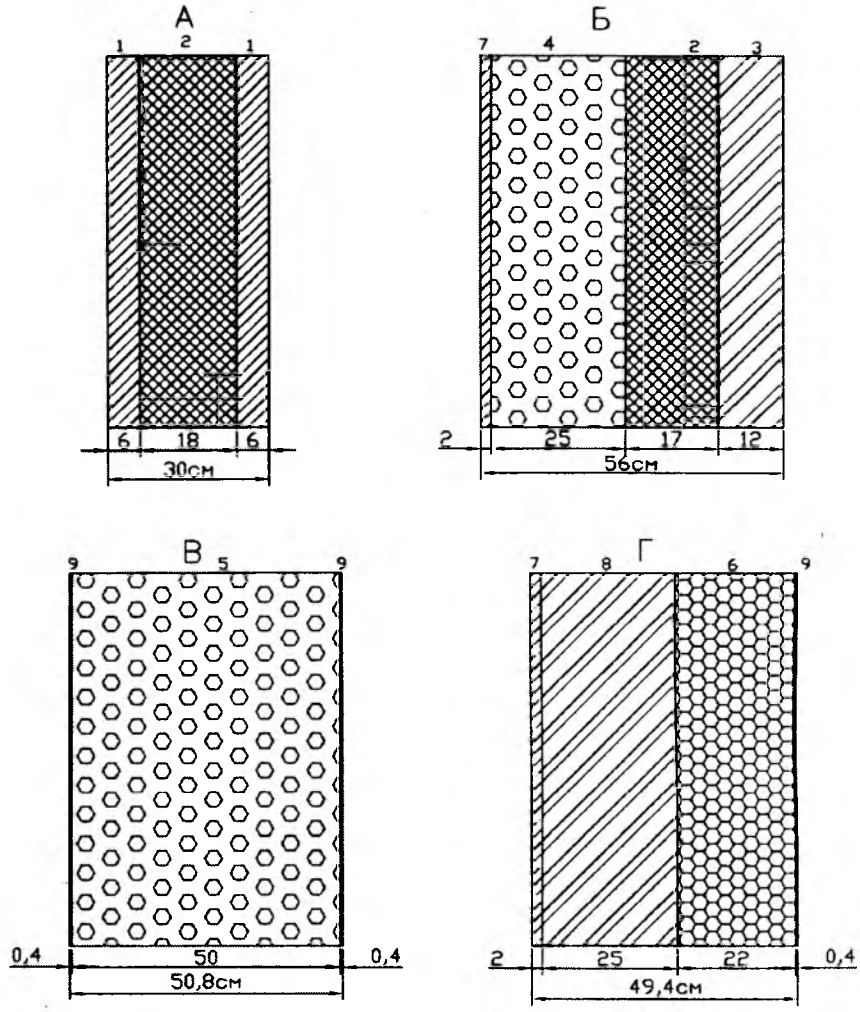


Рис. 1. Конструкции наружных стен жилых зданий с конструкционными слоями из

1 — тяжелого бетона; 4, 5 — поробетона D=600 кг/м^3, D=500 кг/м^3; 8 — кирпичной кладки;
слоями утеплителей из 2 — минеральной ваты Rockwool; 6 — поробетона D=200 кг/м^3; 3 — облицовка кирпичом; 7 — штукатурным слоем; 9 — затиркой

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

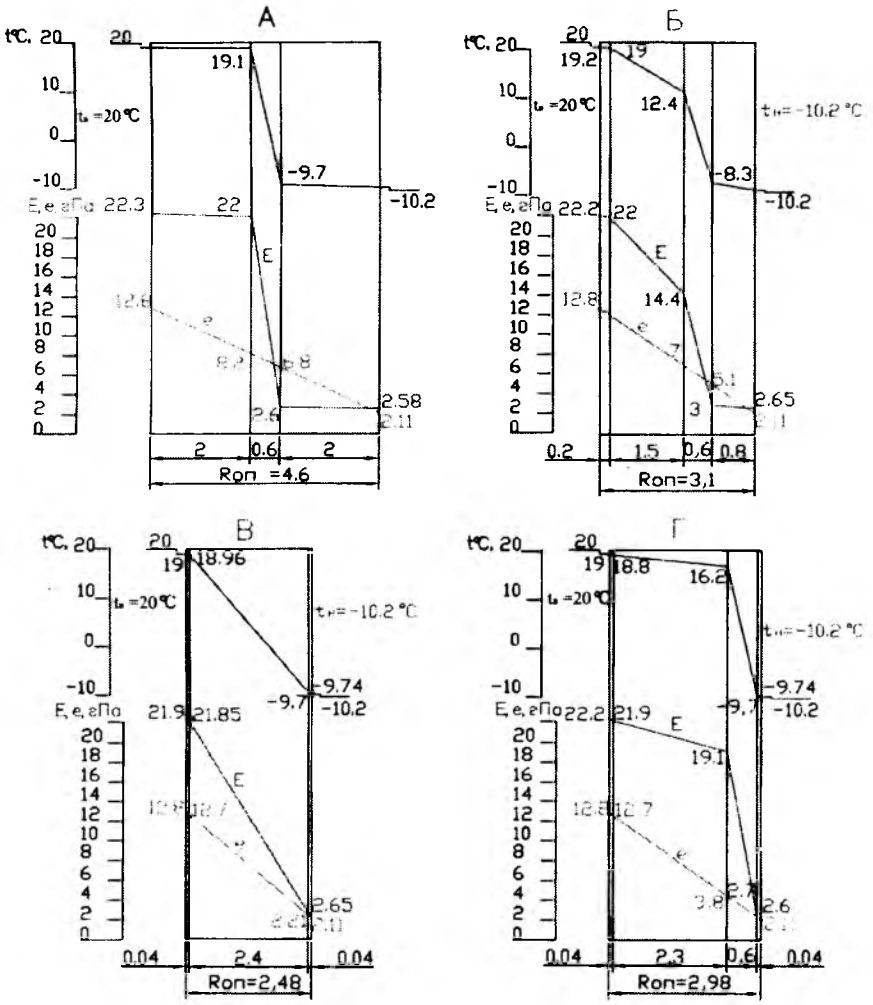


Рис. 2. Схема стационарного тепловлажностного режима наружных стен различной конструкции

А — панель, утепленная минеральной ватой Rockwool; Б — стена из поробетона D=600 кг/м³, утепленная минеральной ватой Rockwool и облицованная кирпичом; В — стена из поробетона D=500 кг/м³, оштукатуренная с двух сторон; Г — кирпичная стена, утепленная поробетоном D=200 кг/м³ и оштукатуренная с двух сторон

Говорить при этом об энергосбережении от снижения теплопотерь через слоистые ограждающие конструкции, наряду с нерешенными проблемами их уменьшения в системах инженерного обустройства и светопрозрачных проемах, о которых многократно говорилось на конференциях в НИИСФе, БГТУ им. В.Г.Шухова и которые освещались в печати, можно только с большой натяжкой [1,2].

Снижение же параметров комфортного микроклимата внутри помещений ведет к ухудшению условий жизнедеятельности и здоровья людей.

В принятом в конце декабря и вступившем силу с 1 июля 2003 г. Федеральном законе «О техническом регулировании» требование защиты жизни и здоровья граждан стоит на первом месте, наряду с охраной окружающей среды и имущества всех видов и форм собственности. Таким образом, социальный аспект закона оказывается тесно связанным с техническим состоянием ограждающих конструкций и других инженерных систем отапливаемых зданий и сооружений.

Недостаточная надежность и долговечность большинства конструктивных решений слоистых ограждающих конструкций на сегодняшний день не обеспечивают снижения теплопотерь и декларируемой экономии (до 40%) тепловой энергии в период эксплуатации отапливаемых зданий.

Не случайно Комплекс архитектуры, строительства, развития и реконструкции г. Москвы своим распоряжением от 20 июня 2003 г. № 51 постановил разработать мероприятия по повышению долговечности строительных материалов, изделий и конструкций, применяемых в строительстве, при реконструкции и капитальном ремонте зданий и сооружений в Москве. В первоочередном перечне материалов, допускаемых к применению в строительстве с 1 января 2004 г. с гарантированной долговечностью в пределах сроков службы, в распоряжении указываются теплоизоляционные материалы и выделяются пенопласты. До конца 2003 г. предписано разработать и утвердить требования и методики испытаний их на долговечность и получить соответствующие сертификаты.

Проблематичность повышения долговечности мягких утеплителей предопределяет расширение исследований по повышению эффективности утеплителей на минеральной основе, в частности поробетона на основе газо- и пенообразователей.

Оптимальным конструктивным решением противоречивой проблемы повышения теплозащитных свойств и долговечности ограждающих конструкций, очевидно, являются однослойные стены из поробетона средней плотности 400…500 кг/м³, особенно неавтоклавного естественного твердения, разработанного на кафедре строительных материалов МГСУ [2].

Стены из такого материала экологически безвредны, пожаробезопасны, обладают необходимой паровоздухопроницаемостью, обеспечивающей естественную вентиляцию и устойчивый расчетный тепловлажностный режим ограждающих конструкций и помещений при гарантированной надежности и долговечности конструкций ограждений в период эксплуатации зданий.

Полистиролбетон, достаточно широко применяемый в строительстве с аналогичными целями, содержит в своем составе в большом количестве генетически не до конца предсказуемые по влиянию на здоровье людей и поведение материала во времени (особенно при пожарах) элементы в виде мелких гранул пенополистирола, обеспечивающих снижение средней плотности утеплителя. Это не позволяет с допустимой степенью риска причинения вреда отнести этот материал

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

к долговечным. Однако в соответствии с законом о техническом регулировании это не является препятствием для выпуска и применения продукции из полистиролбетона. Необходимо только информировать потребителей о возможности причинения им вреда при длительной эксплуатации полистиролбетона в конструкциях после преодоления «порога накопления» его воздействий и о факторах, от которых этот вред может зависеть.

Проблема синхронизации теплозащитных свойств и долговечности слоистых ограждающих конструкций зданий (наружных стен и покрытий) может быть решена путем замены мягких утеплителей жесткими на минеральной основе со средней плотностью 180-200 кг/м^3 и менее, чтобы быть конкурентоспособными, например, с поробетоном естественного твердения с повышенными качественными показателями (табл. 1).

Таблица 1

Показатели	Неавтоклавный поробетон естественного твердения D=200кг/м^3	Автоклавный ГОСТ 25485-89 "Бетоны ячеистые"
Средняя прочность в проектном возрасте, МПа	0,4 - 0,46	0,22 – 0,33
Отпускная прочность на сжатие, МПа	0,28	0,22 – 0,33
Водопоглощение по объему, %	20	18
Сорбционная влажность при φ = 97%	9,41	12
Сорбционная влажность при φ = 75%	3,15	8
Теплопроводность в сухом состоянии, Вт/(м •°С)	0,06	0,06
Теплопроводность во влажном состоянии (W = 9 %)	0,08	0,08
Коэффициент паропроницаемости, мг/(м • ч • Па)	0,5	не менее 0,3
Воздухопроницаемость в сухом состоянии, кг/(м • ч • Па)	38,75 • 10^{-3}	33,6 • 10^{-3}
Воздухопроницаемость при влажности 5%, кг/(м • ч •Па)	12,9 • 10^{-3}	11,2 • 10^{-3}
Общая пористость поробетона, %	91,5	90
Газовая пористость, %	84	79,6
Пористость от испарения воды из цементного камня поробетона, %	7,5	10,4

Составы и технология такого поробетона разработаны на кафедре строительных материалов МГСУ и патентуются в РФ. Технология предусматривает выпуск калиброванных плит из поробетона средней плотности 180-200 кг/м^3, упаковываемых на поддонах в полиэтиленовую пленку. Поробетон отличается высококачественной макропористой структурой, позволяющей использовать его, помимо теплоизоляции, в качестве декоративно-акустического материала. Существенным преимуществом разработанной технологии и составов неавтоклавного поробетона являются: высокая устойчивость технологического процесса, стабильность качественных показателей, трещиностойкость, равновесная влажность при монтаже, пониженная энергоемкость и стоимость продукции [4]. Материальная однородность конструкционного и теплоизоляционного слоев ограждающих конструкций из поробетона, повышенная прочность их сцепления, особенно при заводском изготовлении, и высокая устойчивость к формоизменению существенно повышают теплотехническую однородность ограждающих конструкций. Это позволяет уменьшить толщину теплоизоляционного слоя и ограждающих конструкций в целом, а также устранить или свести к минимуму количество связей слоев.

В табл. 2 представлены сравнительные технико-экономические показатели 1 м^2 наружных стен разной конструкции жилых зданий для климатических условий Москвы. Самыми дешевыми и легкими, как следует из таблицы, являются однослойная стена из неавтоклавного поробетона средней плотности 500 кг/м^3 и слоистые стены с конструкционными слоем из поробетона средней плотности 600 кг/м^3, утепленные поробетоном средней плотности 180…200 кг/м^3. Слоистые стены с конструкционным слоем из кирпича, утепленные поробетоном, уступают стенам, утепленным мягкими утеплителями, особенно пеноизолом и прессованным пенополистиролом. Однако малая их плотность, повышенная деформативность и недостаточная долговечность в процессе эксплуатации делают их нерепрезентативными. Без них стоимость слоистых стен с конструкционным слоем из кирпича, утепленных поробетоном, также оказывается наименьшей.

Дальнейшее повышение эффективности теплоизоляционного поробетона связано с понижением его средней плотности до 150…100 кг/м^3 и облегчением конструкционных слоев стен из кирпича и тяжелого бетона. Получение такого поробетона на газо- и пенообразователях осложнено рядом трудностей: неустойчивостью газо- и пеномассы, особенно при повышенной высоте формуемых массивов; недостаточной транспортной и монтажной прочностью, повышенной объемной усадкой; длительной выдержкой изделий после изготовления до приобретения поробетоном отпускной прочности.

Проводимые на кафедре исследования направлены на устранение этих недостатков, что позволит разрешить рассматриваемую в статье проблему, снизить стоимость строительства, повысить конкурентоспособность теплоизоляционного поробетона и во многих случаях отказаться от импорта мягких утеплителей из-за рубежа.

Библиографический список

1. **Лобов О.И., Ананьев А.И.** В защиту отечественного строительства и промышленности строительных материалов.//Строительный эксперт - № 10,11. – 2001.

2. **Сахаров Г.П., Стрельбицкий В.П.** Поробетон и технико-экономические проблемы ресурсоэнергосбережения. Вестник БГТУ – № 4, 2003.

3. **Фокин К. Ф.** Строительная теплотехника ограждающих частей зданий. Изд. 4-е переработанное и дополненное. – М.: Стройиздат, 1973.

4. **Сахаров Г.П., Курнышев Р.А.** Теплоизоляционный поробетон неавтоклавного твердения//Сб.докл. VIII научно-практической конференции 24-26 апреля 2003 г. «Стены и фасады – актуальные проблемы строительной теплофизики.»-М.:НИИСФ, 2003 г.-с.153-156.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

Вид и стоимость материалов стен	Конструкция стен												
	Одно-слойная из поро-бетона, D=500 кг/м³	многослойная с утеплителем и конструкционным слоем											
		из поробетона D = 600 кг/м³ с облицовкой кирпичом						из кирпича со штукатуркой					
		Вид утеплителя						Вид утеплителя					
		Поробетон, D = 200 кг/м³	Отечественная минеральная вата, D=125кг/м³	Rockwool, D=125кг/м³	Экструзионный пенополистирол D=35 кг/м³	Пеноизол карбомидный, D=25 кг/м³	Прессованный пенополистирол D=50 кг/м³	Поробетон, D = 200 кг/м³	Отечественная минеральная вата, D=125кг/м³	Rockwool, D=125кг/м³	Экструзионный пенополистирол D=35 кг/м³	Пеноизол карбомидный D=25 кг/м³	Прессованный пенополистирол D=50 кг/м³
Стоимость стен из кирпича, р/м²	-	-	-	-	-	-	-	709,28 / 540,6	709,28 / 540,6	709,28 / 540,6	709,28 / 540,6	709,28 / 540,6	709,28 / 540,6
Стоимость стен из поро бетона, р/м²	961,6 / 666,5	545,1 / 397,5-	545,1 / 397,5	545,1 / 397,5	545,1 / 397,5	545,1 / 397,5	545,1 / 397,5		-	-	-	-	-
Стоимость штукатурки, р/м²	498.92 / 87,16	249,5 / 43,6	249,5 / 43,6	249,5 / 43,6	249,5 / 43,6	249,5 / 43,6	249,5 / 43,6	498,92 / 87,16	498,92 / 87,16	498,92 / 87,16	498,92 / 87,16	498,92 / 87,16	498,92 / 87,16
Стоимость облицовки стен кирпичом, р/м²		626,26 / 277,5	626,26 / 277,5	626,26 / 277,5	626,26 / 277,5	626,26 / 277,5	626,26 / 277,5					-	-
Толщина утеплителя, м	-	0,17	0,25	0,17	0,16	0,16	0,16	0,22	0,3	0,22	0,2	0,2	0,2
Коэффициент теплопроводности, Вт/(м • °С)	0,15	0,08	0,08	0,054	0,05	0,05	0,05	0,08	0,08	0,054	0,05	0,05	0,05
Стоимость утеплителя с монтажом, р/м²	-	217,4	453,08	587,29	869	213,14	453,14	281,28	543,72	770,79	1086,44	266,44	526,44
Общая стоимость стены, р/м²	1460	1638	1874,1	2008,15	2290,1	1634	1874,2	1489,5	1751,92	1978,9	2294,64	1474,64	1734,64
Толщина стены, м	0,51	0,56	0,64	0,56	0,55	0,55	0,55	0,495	0,575	0,495	0,475	0,475	0,475
Масса 1м² стены, кг	275	386	386,65	376,65	361,8	359,4	363,4	535	532,5	522,5	503	500	505

Примечания: над чертой полная стоимость в деле; под чертой – стоимость материала.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Г.Н.ХАХУТАШВИЛИ, канд. техн. наук, доц. (Грузинский технический ун-т)

Особенности структуры и свойств легких бетонов для монолитного и индустриального домостроения

Об эффективности применения легких бетонов в монолитном и индустриальном строительстве хорошо известно. Их физико-механические свойства и структурные особенности дают основания считать легкий бетон одним из перспективных строительных материалов. Однако при проведении научных исследований выявляются такие своеобразности, учет которых безусловно позволит улучшить технологию производства и экономические показатели легких бетонов в целом.

Исследования в разное время проводились в НИИЖБе, в Мюнхенском и Эссенском университетах, в ГТУ. В качестве основного легкого пористого заполнителя применялся вулканический шлак, большие природные запасы которого находятся на Дальнем Востоке, в Китае, в Закавказье, в Центральной Европе, в Южной Америке. Сходство строения и химико-минералогического состава вулканического шлака дает основания распространить результаты исследований легких бетонов на этом заполнителе и на указанные регионы.

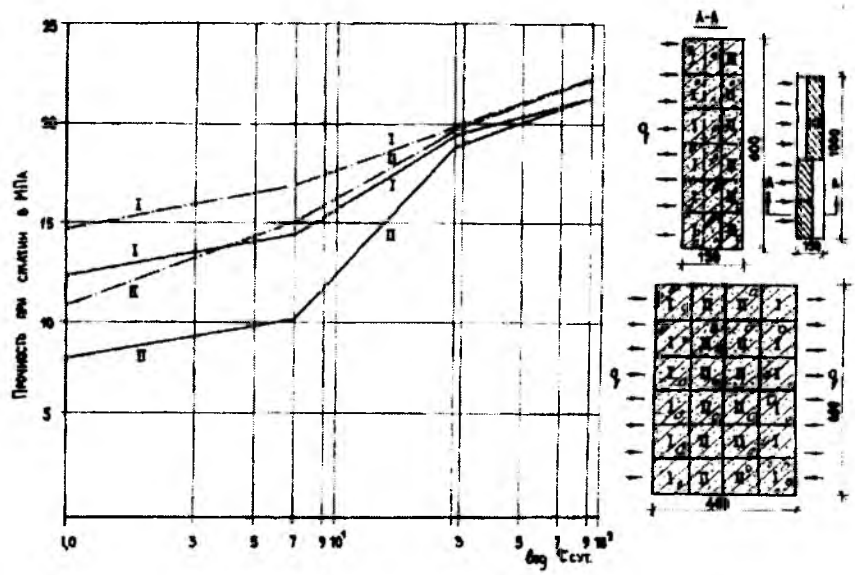
Для бетона на вулканическом шлаке R_{28}-20 МПа с объемной массой 1740 кг/м^3 использовали песок, полученный дроблением крупного заполнителя с расходом материалов на 1 м^3: щебень — 514 кг, песок — 812 кг, вода — 320 л при В/Ц = 0,75 и О.К. = 4–6 см. Для керамзитобетона такой же прочности на кварцевом песке с объемной массой 1760 кг/м^3 расход воды составлял 250 л при В/Ц = 0,55.

Определяли послойное нарастание прочности в легкобетонных конструкциях после одностороннего и двухстороннего электрообогрева по режиму 1+3+6+3 ч. Во время электротермообработки изучали температурные поля в прогреваемых конструкциях [2]. Для моделирования реальных условий исследования проводились на фрагменте легкобетонной конструкции — плите размерами 100x60x15 и 100x60x40 см. Эти фрагменты после электрообогрева в возрасте 1, 7, 28 и 90 сут распиливались послойно на кубики 10x10x10 см и испытывались на прочность при сжатии. Распиловку плит производили в день испытания образцов на прочность, что позволило максимально приблизить условия твердения бетона в образцах-моделях к условиям твердения в натурных элементах и протеканию физических процессов в материале (перераспределение влаги, возможные структурные нарушения, возникающие из-за разности прочностей слоев и др.). При выпиливании образцов водоохлаждение не использовали во избежание изменения водосодержания бетона [4].

Анализ экспериментальных данных (см. рисунок) по определению характера нарастания прочности бетона послойно в плите толщиной 15 см при одностороннем обогреве показывает, что после тепловой обработки по оптимальному режиму в суточном возрасте в зоне контакта с греющей опалубкой прочность легкого бетона составляет 12,4 МПа, или 62% от R_{28}, а необогреваемого слоя — соответственно 8 МПа, т.е. с отставанием по прочности, по сравнению с бетоном в контактном слое, на 4,4 МПа. В возрасте 7 сут в зоне с греющей опалубкой прочность легкого бетона достигает 14 МПа, или 70% от R_{28}, а прочность "холодного" слоя — 10,5 МПа, т.е. разрыв сократился до 3,5 МПа.

В возрасте 28 сут прочность бетона в обоих слоях продолжает расти. Разность постепенно сокращается, и в этом возрасте слои легкого бетона, близлежащие к палубе при обогреве в греющей опалубке, имеют прочность 19 МПа, или 95% от R_{28}, а "холодного" слоя — 18 МПа. При дальнейшем хранении образцов (до 90 сут) прочности слоев легкого бетона полностью выравниваются, и общая прочность превышает марочную на 1–1,5 МПа.

Если проследить за кинетикой изменения прочностей слоев легкого бетона, подвергнутого односто-



Нарастание прочности легкого бетона в отдельных слоях модельного образца после электрообогрева

I — двухстороннего; II — одностороннего

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

роннему электрообогреву, можно заметить, что в начальный период из-за влияния температурного фактора разность в прочности значительная. Однако при дальнейшем твердении эта разница постепенно сокращается и в итоге выравнивается. Вместе с тем видно, что хотя прочность слоев бетона, близлежащих к греющей опалубке, при электрообогреве почти до 90 сут превышает прочность необогретых слоев, ее нарастание у последних протекает интенсивнее.

Аналогичные явления наблюдаются при двухстороннем электрообогреве легкобетонных образцов толщиной 40 см. Результаты исследований показывают [2], что температурные перепады в этом случае также значительные и держатся долгое время. В суточном возрасте после двухстороннего электрообогрева легкого бетона толщиной 40 см прочность в прилегающих к греющим поверхностям опалубки слоях составляет 14,5 МПа, или 72,5% от R_{28}, а в центральных слоях бетона, имеющих в среднем температуру в течение всего периода обогрева ниже температуры теплых зон на 15–18°С, достигала 10,8 МПа. Отставание прочности на этом этапе составляло 3,7 МПа. В 7-суточном возрасте после тепловой обработки в зонах с греющими опалубками прочность легкого бетона возрастает до 17 МПа, т.е. 85% от R_{28}, разница же с центральными слоями сокращается до 2 МПа.

В отличие от образцов, подвергнутых одностороннему обогреву, разность в прочности бетонов центральных и приконтактных слоев в 28-суточном возрасте после двухстороннего электрообогрева меньше и составляет 0,5 МПа. После длительного выдерживания (90 сут) прогретой с двух сторон плиты в условиях положительных температур (в среднем 18°С) разница в прочности между слоями сокращается до минимальной величины и составляет 22,4 МПа.

Сопоставляя данные исследований изменения послойной прочности при одностороннем и двухстороннем электрообогреве (см. рисунок), можно заметить, что по характеру эти процессы протекают одинаково, однако по этапам испытаний в легких бетонах большей массивности при двухстороннем обогреве прочности несколько выше, чем у образцов, прошедших односторонний обогрев.

Таблица 1

Вид вяжущего	Условия твердения	Степень гидратации, %	Размеры клинкерных зерен, мк	Размеры гидратных новообразований, мк	Пористость, %	Размеры пор, мк
Портландцемент	Нормальновлажные	58	(24-320)/80*	3,5-10	14	(0,07-1,5)/0,3*
Портландцемент+вулканический шлак	То же	65	20-240	4-52	11	(0,03-0,9)/0,15
Портландцемент	Электрообогрев	70	16-200	3,5-21	16	(0,06-1,2)/0,25
Портландцемент+вулканический шлак	То же	76	(16-180)/45	50-60	12	(0,05-1)/0,2

* Перед чертой — от min до max, после черты — преобладающие

Необходимо отметить, что отдельно изготовленные образцы-кубы, твердевшие в нормальных условиях, после 28 сут довольно интенсивно набирают прочность и опережают (24 МПа) прочность образцов (22,4 МПа), выпиленных из прогретых плит [2].

Перед рассмотрением структурных особенностей легких бетонов на пористом вулканическом шлаке и попыткой объяснить влияние протекающих физических и влагообменных процессов при твердении необходимо привести некоторые результаты испытаний образцов-балочек размером 15x15x60 см на прочность на растяжение при изгибе $R_{р.и.}$ [2, 4]. После электрообогрева в возрасте 3 сут она составила 1,66 МПа, а после электродного прогрева в этом же возрасте — 1,98 МПа. При выдерживании в условиях нормального хранения и испытании в возрасте 28 сут у образцов, прошедших электрообогрев, $R_{р.и.}$ = 2,18 МПа, после электродного прогрева $R_{р.и.}$ = 2,23 МПа, а у образцов без тепловой обработки $R_{р.и.}$ = 2,07 МПа.

В легких бетонах пористый заполнитель, являясь гидрофизически адсорбционно и химически активным, формирует около своей поверхности плотный контактный слой, срастаясь с адсорбционно и химически активной цементной матрицей. Контактный слой не только способствует уплотнению системы, но и вследствие вакуумирования резко повышает ее прочность и стойкость [3].

Изучение контактного слоя пористого заполнителя с цементным камнем проводили по двум направлениям:

1. Взаимодействие гидратных новообразований цементного камня с вулканическим шлаком;

2. Влияние пористой структуры заполнителя на цементный камень и на характер контактной зоны.

Исследования проводились на растровом и электронном микроскопах, а также с использованием механических методов в НИИЖБе и Эссенском университете Германии [1].

Для микроструктуры цементного камня из смеси портладцемента с вулканическим шлаком характерна большая степень кристаллизации гидратных новообразований. Структурные характеристики их и цементного камня в 28-суточном возрасте приведены в табл. 1. Если размеры кристаллических образований гидрата окиси кальция и кальцита в цементном камне на чистом портландцементе не превышают 3–10 мк, то в затвердевшей системе цемент+вулканический шлак их размеры достигают 60 мк. Как правило,

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

крупные кристаллы гидрата окиси кальция образуются вокруг зерен вулканического стекла, которые, видимо, в процессе кристаллизации гидратных новообразований являются "затравками" для возникновения кристаллов.

Степень гидратации цементного камня с вулканическим шлаком несколько выше, чем без него (см.табл. 1). При этом наблюдается некоторое уменьшение размеров клинкерных зерен. В образцах с вулканическим шлаком они колеблются от 20 мк до 240 мк, с преобладанием зерен размером 64 мк, а на чистом портландцементе они соответственно составляют 24–320 мк и 80 мк.

Повышение степени гидратации и уменьшение размеров оставшихся клинкерных зерен говорит об интенсивности процесса гидратации в системах цемент + вулканический шлак + вода. Это можно объяснить тем, что активные составляющие вулканического шлака [1], связываясь с гидратными новообразованиями и в первую очередь с гидратом окиси кальция, понижают их концентрацию в жидкой фазе и тем самым ускоряют процесс гидратации клинкерных минералов.

Воздействие электрообогрева на этот процесс при последующем длительном (28 сут) твердении в нормальных условиях несколько нивелируется. В целом для образцов, подвергаемых электрообогреву, отмечается более высокая степень гидратации и однородность структуры, характеризующаяся более равномерным распределением клинкерных зерен и продуктов гидратации в массе образца [1].

Вторым основным вопросом является влияние пористой структуры заполнителя на цементный камень и на характер контактной зоны. Как известно, пористый заполнитель оттягивает часть влаги из прилегающих слоев цементного камня, что способствует их уплотнению. В свою очередь, контактные слои вулканического шлака также претерпевают изменения. Для оценки микромеханических свойств контактных слоев цементного камня и заполнителя был использован метод оценки микротвердости. Испытания проводились на полированных шлифах образцов-кубиков размером 30x30x30 мм из цементного теста, в середину которых помещали зерна вулканического шлака.

Таблица 2

Возраст в сутках	В/Ц						
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
3	(24)/291*	(20,2)/215	(14)/197	(9,2)/87	(8,7)/83,5	(8,3)/80	(4,8)/–
28	(41,4)/408	(35,8)/303	(34,2)/286	(29,4)/102	(27,1)/96	(24,8)/90	(16,6)/82

* Под чертой — прочность при сжатии, после черты — микротвердость (МПа)

Так как основные изменения структуры контактных слоев цементного камня связаны с миграцией влаги в заполнителе, а следовательно с изменением В/Ц, то вначале была установлена зависимость изменения микротвердости цементного камня на исходном портландцементе с разным В/Ц в 3-х и 28-суточном возрасте. Изменение прочности при сжатии и микротвердости цементного камня в зависимости от В/Ц показано в табл. 2. Совместно с измерениями микротвердости были проведены испытания прочности на сжатие этих образцов.

Анализируя данные табл. 2, можно видеть аналогию в характере изменения прочности на сжатие и микротвердости: с увеличением В/Ц прочность и микротвердость понижаются. В дальнейшем, при изменении микротвердости контактных слоев цементного камня, используя данные этой таблицы, можно судить об изменении в них В/Ц за счет миграции влаги в пористый заполнитель. Так, микротвердость цементного камня в 3-суточном возрасте нормального твердения вдали от контакта составляет 207 МПа. В контактных слоях на расстоянии не более 50 мк от контакта происходит повышение микротвердости до 286 МПа, что вызвано снижением в них В/Ц. Согласно данным табл. 2, а также учитывая, что исходные В/Ц в образцах были 0,3, можно считать, что в контактных слоях оно понизилось более чем на 0,1 и составляет 0,18.

В более поздние сроки твердения (28 сут) также происходит повышение микротвердости в контактных слоях, но в значительно меньшей степени. Если микротвердость цементного камня в объеме составляет 276 МПа, то в контактных слоях она повышается до 325 МПа, что соответствует понижению В/Ц с 0,3 до 0,22–0,23.

Применение электрообогрева в процессе твердения приводит в целом к повышению микротвердости цементного камня. Так, в образцах 3-суточного возраста микротвердость цементного камня вдали от контакта достигает 253 МПа, а в контактных слоях повышается до 295 МПа. При увеличении после электрообогрева сроков твердения в нормальных условиях до 28 сут влияние тепловой обработки несколько нивелируется, и микротвердость цементного камня практически не отличается от аналогичных образцов без тепловой обработки.

На основании приведенных нами результатов исследований [1, 2, 4] можно с уверенностью утверждать, что легкий бетон благодаря своим структурным особенностям и свойствам в ближайшей перспективе безусловно будет иметь широкое применение в различных конструкциях монолитного и индустриального домостроения.

Библиографический список

1. **Зетуер М.И., Хахуташвили Г.Н.** Взаимодействие пористого заполнителя с цементным камнем//Строительные материалы и изделия. — 1995. — № 3–4. — с. 7.

2. **Крылов Б.А., Хахуташвили Г.Н.** Электротермообработка легких бетонов в монолитных конструкциях//Бетон и железобетон. — 1976. — № 3. — с. 30.

3. **Орентлихер Л.П.** Особенности структуры и свойств легких бетонов// Бетон и железобетон. — 1998. — № 4. — с. 7.

4. **Хахуташвили Г.Н., Надирадзе А.Д.** Свойства легких бетонов в изделиях и конструкциях после тепловой обработки/ /Строительные материалы и изделия. — 1997. — № 1–2. — с. 29.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Г.Н.КОЗЛОВ, А.П.РОВЕНСКИЙ, инженеры, О.Н.ТОЦКИЙ, д-р техн. наук (ООО «Строительные системы»)

Сравнительные испытания крепления анкеров

Сопоставлялась надежность заделки анкеров в сухом и влажном бетоне составами на эпоксидной смоле и на цементе. Первый из упомянутых составов: двухкомпонентный HSE 2421,поставляемый фирмой Hilti (США). Второй — на расширяющемся высокопрочном быстротвердеющем цементе Макфлоу, производимом на предприятии ООО «Строительные системы» в России по лицензии компании MAC spa (Италия). Цемент позволяет получать пластичные растворы удобные для заделки анкеров.

Предварительно был выполнен этап подбора состава на цементной основе. Варьировалось соотношение цемента и песка фракций 0,16-0,315 и 0,315-0,63 мм. Испытания показали, что в 3-суточном возрасте наибольшую прочность показали составы с малым количеством песка (10% общей массы), в 7-суточном — с увеличенным его количеством (40%). Для проведения испытаний на выдергивание анкеров отобраны составы № 1,4,5, содержащие соответственно 10, 40 и 50% песка.

В ходе подготовки к испытаниям в бетон стенда было заделано 24 анкера из арматуры ∅18 мм периодического профиля класса А-III на глубину 150 мм в скважинах диаметром 24 мм. Для испытаний во влажном бетоне предусмотрено выбуривание трех скважин рядом, на расстоянии 40 мм одна от другой. Средняя служила для заделки анкера, две другие - для увлажнения бетона перед заделкой анкера и в период набора прочности используемых составов.

Роль испытательного стенда играли две железобетонные сваи сечением 300x300 мм. Прочность бетона в них, измеренная склерометром ОМШ-1, одинакова и соответствует марке М 300. Одна свая в течение всего периода проведения испытаний поддерживалась в сухом состоянии, другая во влажном. 12 анкеров из 24 закреплялись составом HSE 2421, в том числе 6 – в сухом бетоне, 6 – во влажном. Каждый из тех отобранных составов на цементе Макфлоу использовался для заделки двух анкеров во влажном бетоне и еще двух – в сухом.

Испытания выдергиванием выполнялись через 7 сут после заделки. Методика эксперимента соответствовала указаниям ГОСТ 8829-94. Осредненные результаты представлены в табл. 1.

Одновременно с заделкой анкеров из составов, которыми их закрепляли в бетоне стенда, были отформованы балочки размером 4x4x16 см, которые испытывали на изгиб. Кроме того, образовавшиеся после разрушения балочек фрагменты испытаны на сжатие. Оба вида испытаний проводились в тот же день, что и испытания анкеров выдергиванием. Результаты (разрушающие напряжения в МПа) представлены в табл. 2.

Разрушение при выдергивании анкеров, независимо от использованного для их заделки состава, произошло по одинаковой схеме. В верхней части анкера происходило разрушение (отрыв) конуса бетона стенда, в нижней — анкер отрывался по поверхности скважины. Такой характер разрушения, по-видимому, определялся армированием сваи. Имеются некоторые отличия в характере разрушения верхнего конуса: если анкера заделывались цементным составом, конус отрывался от массива целиком, если эпоксидным — он оказывался раздробленным.

После формования и 7-суточной выдержки балочки из состава на эпоксидной смоле было обнаружено, что она дала значительную усадку. Данное свойство объясняет некоторые результаты эксперимента. Он показал, что состав HSE 2421 дает хорошую адгезию с влажным бетоном. Более того, прочность анкеров, заделанных во влажный бетон с его помощью, оказалась выше, чем заделанных в сухой. Эта особенность как раз и определяется усадкой состава. В сухом бетоне ее влияние проявилось в полной мере. Усадка вызвала растягивающие напряжения в бетоне стенда, повысившие значение главных растягивающих напряжений при выдергивании анкера. В бетоне, постоянно увлажняемом в процессе экспери-

Таблица 1

Составы	Сухой бетон	Влажный бетон	Среднее значение
на эпоксидной смоле	6,22 / 6	8,61 / 6	7,41 / 12
на цементе Макфлоу: №1 (90:10)	7,76 / 2	10,37 / 2	9,06 / 4
№4 (60:40)	8 / 2	8,95 / 2	8,47 / 4
№5 (50:50)	8,76 / 2	8,28 / 2	8,52 / 4
Среднее значение для цементных составов	8,17 / 6	9,20 / 6	8,68 / 12

Примечание. Над чертой указано разрушающее усилие, под чертой — число образцов, для которого указано среднее значение этого усилия.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

Составы	Напряжения при испытаниях		
	на изгиб	на сжатие	
		образцов	среднее значение
на цементе Макфлоу:	4,2	58,4	56,7
№1	4	56,8	
(90:10)		49,6	
		62	
№4	4,6	56,4	55,8
(60:40)	4,3	54,4	
		60	
		52,6	
№5	4,8	38	49,7
(50:50)	4,1	54	
		51,6	
На эпоксидной смоле	9,6	110	111
		112	

мента, имело место набухание, компенсировавшее усадку склеивающего состава.

Прочность анкеров, закрепленных в бетоне стенда составом на цементной основе, оказалась несколько выше, чем закрепленных с помощью состава HSE 2421. Отсюда следует безусловное преимущество первого, имея в виду следующие обстоятельства. Во-первых, стоимость HSE 2421 составляет 36 долл/кг (по данным московского представительства фирмы Hilti), в то время как стоимость сухой смеси цемента Макфлоу и песка равна примерно 0,5 долл.кг, т.е. в семьдесят раз ниже.

Во-вторых, способность цементного бетона успешно работать в течение более 100 лет доказана практикой эксплуатации сооружений, в то время как данные о состоянии состава HSE 2421 через 20-30 лет работы в бетоне отсутствуют.

Следует отметить, что надежность анкеров, закрепленных цементным составом, оказалась выше, хотя прочность самого этого состава на 7-е сут оказалась в два раза ниже, чем у HSE 2421. Отсюда следует, что прочность склеивающего анкер и бетон вещества выше некоторого предела значения не имеет. Зато существенную роль начинают играть собственные деформации этого вещества в процессе твердения и набора прочности. Усадка снижает надежность закрепления анкера, а расширение, наоборот, повышает ее. Ранее аналогичный результат был получен при испытании анкеров из гладких стержней (см. Г.М.Мартиросов, А.Д.Лазарев, А.Г.Кудрявов, Б.Ф.Лейпунский. Анкеровка гладких стержней раствором на напрягающем цементе/ /Бетон и железобетон. — 2001. — № 4. — с. 27–29).

ЕРМАСТ
ГРУППА ПРЕДПРИЯТИЙ

degussa.

ООО "СТРОИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ"

127106, г. Москва.
ул. Гостиничная, д. 9, корп. 4

Телефон / факс:
(095) 482-16-65, 482-18-90
emaco@ermast.ru

ПРОИЗВОДСТВО, ПОСТАВКА МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ РЕМОНТА БЕТОННЫХ, ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗДАНИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ ПРОМЫШЛЕННОСТИ, ТРАНСПОРТА, ЭНЕРГЕТИКИ, КОММУНАЛЬНОЙ СФЕРЫ. ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ ПРИМЕНЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ И ДРУГИЕ ИНЖЕНИРИНГОВЫЕ УСЛУГИ.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

А.А.ВОРОБЬЕВ, канд. техн. наук, САИД МОХАМАД САИД, инж. (Российский ун-т дружбы народов)

Деформативность растворов, пропитанных нефтепродуктами

Влияние индустриального масла И-20 на усадку и набухание бетона рассмотрено в работе*. Ниже приводятся результаты исследований усадки и набухания раствора, пропитанного минеральным маслом И-30, топочным мазутом, дизельным топливом, осветительным керосином и бензином А-80.

Для проведения исследований из раствора состава 1:2 и В/Ц = 0,5 изготавливали образцы размером 4 x 4 x 16 см с забетонированными в торцах латунными реперами. После 4-месячного твердения в нормально-влажностных условиях и последующего 3-месячного выдерживания (высушивания) в лабораторных условиях до постоянной массы образцы распределяли на 7 партий, 5 из которых помещали в различные емкости для пропитки указанными выше нефтепродуктами, одна в воду, а одна хранилась в воздушных условиях.

Первоначальные замеры на установке с индикатором часового типа производились перед пропиткой образцов нефтепродуктами и водой, а последующие через каждые 30 сут в течение 9 мес. Результаты измерений приведены на рис. 1, 2.

Из рис. 1 видно, что при выдерживании образцов в воде происходит набухание, а при выдерживании в минеральном масле линейные размеры их не изменяются (прямая 2). Не изменяются они также, если после 4-месячного выдерживания в масле образцы затем без удаления масла поместить в воду (прямая 4). Однако если после 4-месячного выдерживания в масле последнее из образцов удалить сначала пропиткой осветительным керосином, а затем бензином, то при последующем помещении в воду они снова проявляют деформации набухания (кривая 3), т.е. ведут себя примерно так, как и образцы, которые не были пропитаны маслом. Но тем не менее относительных значений их они не достигают. Объясняется это, видимо, недостаточно полным удалением минерального масла из микро- и макропор цементного камня.

Из рис. 2 следует, что после 4-месячного выдерживания в минеральном масле образцы при последующем многомесячном выдерживании в воздушных условиях деформаций усадки не проявляют (прямая 2), тогда как образцы, которые не подвергались пропитке нефтепродуктами, их проявляют (кривая 1). Небезынтересно также, что отмеченное выше наблюдается и при пропитке раствора топочным мазутом, дизтопливом и осветительным керосином. Следовательно, причина данного явления состоит в том, что все перечисленные выше нефтепродукты, заполнив поровое пространство материала и являясь гидрофобизирующими и практически неиспаряющимися при обычных температурах веществами, исключают влагообмен продуктов гидра-

* Васильев Н.М. Влияние минеральных масел на физико-механические свойства бетона и его защита. Дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. – М.: НИИЖБ, 1967.

Рис. 1. Деформации набухания раствора

1 — в воде; 2 — в масле; 3 — в воде после удаления масла; 4 — в воде промасленного раствора

Рис. 2. Усадочные деформации раствора

1 — не пропитанного маслом; 2 — пропитанного маслом И-30

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

тации цемента с окружающей средой. Вследствие этого при выдерживании образцов, пропитанных нефтепродуктами, в воздушных условиях не происходит усадка, а при нахождении в воде – набухание.

Для подтверждения этого проводились электронно-микроскопические и химические исследования, для чего из цементного теста нормальной густоты готовили образцы размером 1 х 1 х 3 см. После 7-суточного твердения в нормально-влажностных условиях часть их подвергалась электронно-микроскопическим исследованиям, а другая часть перед проведением таких же исследований сначала в течение 3 сут высушивалась в эксикаторе над концентрированной серной кислотой, а затем в течение 7 сут выдерживалась в дизтопливе и вслед за ним в течение 30 сут в воде.

Просмотр микрофотографий, снятых с реплик образцов, показывает, что при выдерживании образцов, пропитанных дизтопливом, в воде при комнатной температуре процессы гидратации цемента практически не протекают. А это, как известно, возможно лишь при отсутствии контакта его с водой. Наглядным подтверждением отмеченному является следующее. Если образцы после удаления дизтоплива снова в течение месяца выдержать в воде, то в продуктах твердения цемента резко увеличивается содержание новообразований (гидроксида кальция, гидросиликатов и гидроалюминатов кальция) и уменьшается содержание непрореагировавших с водой частиц цемента.

Ниже приведены результаты исследований по определению содержания в продуктах твердения цемента химически связанной воды. Для этого из цементного теста нормальной густоты готовили образцы размером 1х1х3 см, которые после 3-, 7-, 28- и 90-суточного твердения в нормально-влажностных условиях пропитывались минеральным маслом И-30 до полного насыщения, а затем снова помещались

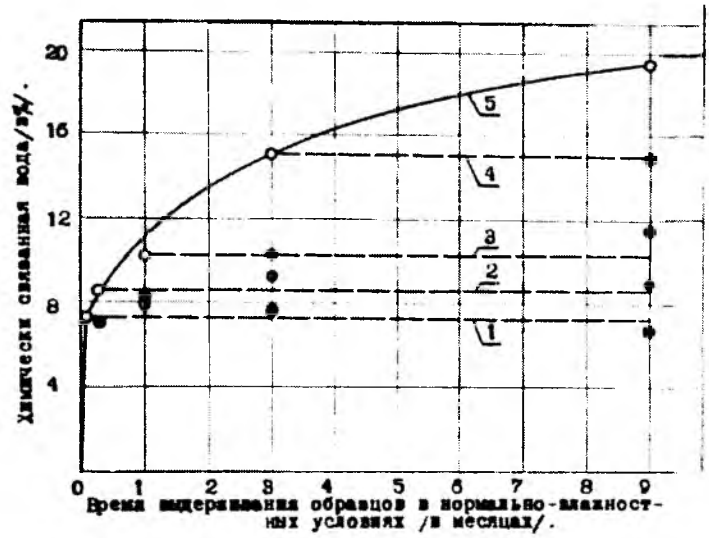


Рис. 3. Количество химически связанной воды в цементном камне в зависимости от длительности твердения в нормальных условиях до пропитки минеральным маслом

1-3 сут; 2- то же, 7 сут; 3- то же, 28 сут; 4- то же, 90 сут; 5– маслом не пропитывались

в камеру нормального твердения. Общая продолжительность хранения образцов в таких условиях составила 9 мес. После этого масло удалялось, образцы разрушались и из них брался кусочек материала массой около 10 г, который после 2-часового выдерживания в абсолютном спирте растирали в агатовой ступке до полного прохождения через сито № 008. В дальнейшем высушенную до постоянной массы при температуре 105–110^0 С навеску прокаливали до постоянной массы в муфельной печи при температуре 1000^0 С.

Количество химически связанной воды подсчитывали как отношение потери массы при прокаливании к массе высушенной навески.

Приведенные на рис. 3 данные, с одной стороны показывают, что чем позднее после изготовления образцы пропитывались минеральным маслом, тем больше степень гидратации цемента, а с другой стороны, — что в пропитанных минеральным маслом образцах при последующем многомесячном выдерживании в нормально – влажностных условиях количество химической связанной воды не изменяется, т.е. гидратация цемента не происходит.

Таким образом, на основании проведенных исследований установлено, что раствор, пропитанный нефтепродуктами (кроме бензина), теряет способность к деформациям усадки и набухания. Объясняется это тем, что нефтепродукты, обладая большой проникающей способностью и являясь гидрофобизирующими и практически неиспаряющимися при обычных температурах веществами, исключают влагообмен продуктов твердения цемента с окружающей средой. При этом исключается обезвоживание и обводнение субмикрокристаллов гелевидной составляющей цементного камня, толщины водных пленок вокруг них остаются неизменными.

Что касается бензина и других легкоиспаряющихся нефтепродуктов, то отмеченное выше имеет место только в случае их непосредственного контакта с раствором, поскольку после его устранения материал снова приобретает способность к деформациям усадки и набухания.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

А.Д.ЛАЗАРЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Теплообмен нагретой напрягаемой арматуры с воздушной средой цеха

При электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения арматуры предварительно напряженных изделий, которые широко применяются на заводах сборного железобетона, часто требуется определение времени нагревания или остывания арматуры и потерь тепла в окружающую среду. При всех этих и других технологических расчетах требуется знание коэффициента теплообмена нагретой арматуры с воздушной средой цеха. В настоящее время эти расчеты заменяются приближенными значениями, приведенными в таблицах, что нередко приводит к снижению эффективности производства*.

Коэффициенты теплообмена разных видов арматуры с воздушной средой в широком диапазоне температур нагрева можно получить расчетом по потерям тепла, приведенным в указанной работе (они повторены в таблицах данной статьи). Передачу тепла в воздушную среду 1 пог. м арматуры можно представить по следующей формуле

$$Q_п = K (t_a - t_c) S, \qquad (1)$$

где K - коэффициент теплообмена арматуры с воздушной средой; t_a, t_c - температуры поверхности арматуры и воздушной среды; S – площадь поверхности теплообмена 1 пог. м арматуры.

Коэффициент теплообмена арматуры с воздушной средой из формулы (1) равен

$$K=Q_п / (t_a - t_c) S, \qquad (2)$$

Площадь наружной поверхности (S_1) 1 пог. м семипроволочного арматурного каната можно получить из геометрического подсчета

$$S_1 = 4\pi / d_н, \qquad (3)$$

где l = 1 м – принятая при расчете длина арматуры; $d_н$ – диаметр проволоки наружного слоя каната.

Площадь поверхности арматуры периодического профиля равна площади поверхности цилиндра с ее условным диаметром

$$S_2 = \pi / d_у, \qquad (4)$$

Результаты подсчетов коэффициента теплообмена по формуле (2) для канатной и проволочной арматуры приведены в табл. 1.

Коэффициенты теплообмена каждого диаметра каната близки между собой.

Площади наружной поверхности высокопрочной арматурной проволоки по ГОСТ 7348-81 круглой (В-II) и периодического профиля (Вр-II) приняты одинаковыми ввиду малой разницы между ними. (По расчету она не превышает 5%.) Таким образом, площадь поверхности погонного метра проволочной арматуры определяется по формуле (4), по фактическому ее диаметру. Полученные коэффициенты теплообмена, приведенные в табл.1, близки к расчетным коэффициентам для канатной арматуры.

Площадь внешней поверхности арматуры периодического профиля по ГОСТ 5781-82 подсчитана по следующим вариантам: с профилем обычного назначения и как для гладкого цилиндрического стержня диаметром, равным номинальному диаметру (номеру) арматуры. Анализ результатов расчета коэффициентов теплообмена для стержней диаметром 10, 16, 22 и 32 мм показывает, что при повышении температуры от 300 до 450^{0}С эти коэффициенты увеличиваются прямолинейно с ростом температуры при подсчете их наружной поверхности по номинальному диаметру.

При другом варианте определения площади теплобмена возникают незначительные отклонения от линейной зависимости. Кроме того, расчет площади поверхности арма-

Таблица 1

Диаметр, мм	Площадь поверхности, $10^{-3}м^2$	Потери тепла 1 м ($Q_п 10^2$Дж/с) и коэффициент теплообмена (К·Вт/(м^2·^{0}С)) при температуре, ^{0}С					
		300		350		400	
		$Q_п$	К	$Q_п$	К	$Q_п$	К
6	25,8	1,65	22,1	2,10	24,0	2,60	25,9
9	39,0	2,48	22,0	3,16	23,8	3,90	25,7
12	51,5	3,31	22,4	4,21	24,0	5,21	25,9
Средние для каната			22,2		23,9		25,8
3	9,42	0,62	22,7	0,79	24,6	0,98	26,7
4	12,5	0,83	22,8	1,05	24,6	1,30	26,6
5	15,7	1,04	22,8	1,32	24,7	1,63	26,6
Средние для проволоки			22,8		24,6		26,6

* Определение электрических параметров установок для нагрева арматуры и расчет расхода электроэнергии. НИИЖБ. Руководящие технологические материалы по заводскому производству сборных предварительно напряженных железобетонных конструкций (РТМ 75-95), с. 214-219, М., 1995.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

Номинальный диаметр, мм	Площадь поверхности погонного метра, 10^{-3} м^2	Потери тепла 1 м ($Q_п 10^2$ Дж/с) и коэффициент теплообмена (К·Вт/(м^2 · ^{0}С)) при температуре, ^{0}С					
		300		350		400	
		$Q_п$	К	$Q_п$	К	$Q_п$	К
10	31,4	2,32	25,5	2,97	27,8	3,72	30,4
12	37,7	2,78	25,4	3,55	27,7	4,44	30,2
14	44,0	3,29	25,8	4,20	28,1	5,26	30,6
16	50,3	3,68	25,3	4,71	27,5	5,90	30,1
18	56,5	4,13	25,2	5,29	27,5	6,63	30,1
20	62,8	4,65	25,5	5,94	27,8	7,44	30,4
22	69,1	5,21	26,0	6,67	28,4	8,34	30,9
25	78,5	5,84	25,6	7,47	28,0	9,35	30,5
28	88,0	6,45	25,3	8,25	27,6	10,3	30,0
32	100,5	7,41	25,4	9,49	27,8	11,9	30,4
Средние для стержней			25,5		27,8		30,3

туры по номинальному диаметру прост и требует минимальных затрат времени, по сравнению с другими вариантами. Поэтому в дальнейшем для расчета коэффициента теплообмена принимали площади поверхности стержневой арматуры периодического профиля, определенные по номинальному диаметру (табл.2).

Коэффициенты теплообмена арматуры с воздушной средой прямолинейно зависят от температуры (см. рисунок). Для них могут быть подобраны эмпирические формулы: для канатной арматуры К = 11,65 + 0,037 · t; для проволочной К = 11,05 + 0,0388 · t и для стержневой К = 10,62 + 0,0495 · t.

Коэффициенты теплообмена арматуры с воздушной средой цеха позволяют определять экономию или перерасход тепловой или электрической энергии за счет сокращения или удлинения технологического процесса по передаче тепла в воздушную среду цеха и установке разогретого арматурного стержня от нагревательной установки в упоры формы (табл.3).

Определим возможные потери тепловой энергии при изготовлении типовой плиты пустотного настила ПК60.15-8Ат-V при передаче и установке нагретых стержней в форму за 30с.

Расход предварительно напряженной арматуры, натягиваемой электротермическим способом с нагреванием до 400^{0}С, составляет 1∅14Ат-V, l =5,98 м и 3∅12Ат-V, l=5,98 м. Потери тепловой энергии на одной плите равны 15,8 . 5,98 + 13,3 . 3. 5,98 = 333,1 КДж = 0,113 кВт·ч, где 15,8 и 13,3 – потери (КДж) по табл.3.

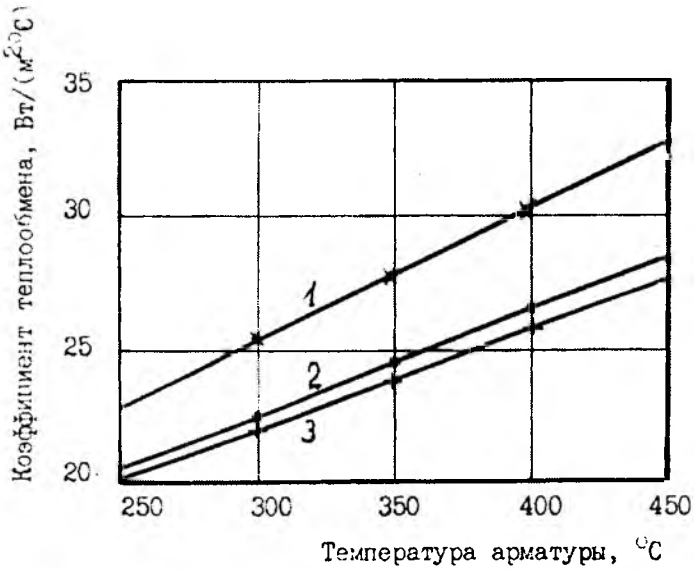
Для уменьшения потерь тепла на стадии нагревания стержней необходимо уменьшить коэффициент их теплообмена с воздушной средой цеха на установках для нагрева арматуры. Экономии тепла можно добиться и путем устройства над стержнями поворотного параболического козырька – отражателя тепловых лучей.

Таблица 3

Диаметр, мм	Потери тепла 1 пог. м арматуры (КДж) за 30с при температуре, ^{0}С		
	300	350	400
10	6,96	8,9	11,1
12	8,3	10,6	13,3
14	9,84	12,6	15,8
18	12,4	15,8	19,8

Подсчитаем потери тепловой энергии при электротермическом натяжении арматуры диаметром 12 мм. Требуемое удлинение для получения предварительного натяжения арматуры порядка 545 МПа с учетом допустимого отклонения 45 МПа и упругопластических свойств стали (К=1,1) при расстоянии между упорами 6,2 м составляет 21 мм. Для получения такого удлинения стержень на участке 5,8 м нагревается до 295^{0}С. Расход тепловой энергии при этом составляет 117,3 КДж (100%). Дополнительный нагрев для компенсации температурного сокращения стержня при переноске и укладке в упоры формы принимается равным 0,5 мм/м, что составляет всего 3,1 мм. Это требует подъема температуры на 40^{0}С и расхода 17 КДж энергии (14%).

В процессе нагревания и перемещения стержня тепло за счет конвекции передается воздушной среде цеха. Эти потери, подсчитываемые по формуле (1) за 3 мин,



Влияние температуры на коэффициент теплообмена арматуры с воздушной средой

1 – арматура периодического профиля d = 10-32 мм; 2 – высокопрочная проволока d = 3-5 мм; 3 – канатная арматура d = 6-12 мм

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 4

Вид и диаметр арматуры, мм	Начальная температура, ^{0}C	Время остывания в минутах на воздухе при 15^{0}C до температуры, ^{0}C	
		100	40
∅6 К-7	350	2,1	2,8
∅10 Ат-V	400	5,3	6,9
∅14 Ат-V	400	7,5	9,6

составляют 28,4 КДж (24%). Общие потери тепловой энергии составляют 38% от необходимого для получения требуемого удлинения.

Полученные результаты позволяют подсчитать температуру и время остывания арматуры в воздушной среде цеха до заданной, необходимой по технологии производства температуры, например до начала бетонирования (100^{0}C) или до установки закладных деталей (40^{0}C). Температура арматуры после остывания в цехе в течение τ с равна

$$t_1 = t_0 - K_{cp}(t_o - t_c)\, S\tau / cm,$$

где t_o - температура нагретой арматуры; K_{cp} - средний коэффициент теплообмена за время остывания; с - теплоемкость арматурной стали; m - погонная масса арматуры.

Экспериментальные исследования при натяжении каната проведены на механизированном стенде НИИЖБа на арматурно-намоточной машине САНМ-6540А. Начальная температура каната на выходе машины 350^{0}C, после обхода конечного упора стенда через 60 с t_1 = 256^{0}C, а в середине длины стенда через 30 с t_1 = 301^{0}C. Для некоторых видов арматуры время ее остывания приведено в табл.4.

Расчетная средняя температура по длине каната (302^{0}C) примерно равна ее температуре в центре (301^{0}C), что позволяет замерять и контролировать температуру в арматуре по ее значению в центре длины стенда.

Выводы

Получены коэффициенты теплообмена стержневой, проволочной и канатной арматуры с воздушной средой цеха. Они позволяют проводить расчеты процессов теплообмена арматуры с воздушной средой при работе установок для нагрева и арматурно-намоточных машин.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Ю.М. БОРИСОВ, канд. техн. наук, доц., А.Э. ПОЛИКУТИН, инж. (Воронежский государственный архитектурно-строительный ун-т)

Прочность наклонных сечений изгибаемых армокаутоновых элементов

Надежность, долговечность и безопасность зданий и сооружений, подвергающихся воздействию агрессивных сред различного характера, напрямую зависят от свойств материалов, из которых изготовлены их несущие и ограждающие конструкции. Как показывает практика, эффективными и перспективными материалами, на основе которых возможно изготовление коррозионностойких изделий и конструкций, являются композиты на основе полимеров. Примером таких композитов могут служить каутоны – каучуковые бетоны, разработанные на кафедре Железобетонных и каменных конструкций в Воронежском государственном архитектурно-строительном университете [1]. Каутоны – это современные высококоррозионностойкие конструкционные бетоны на основе каучукового связующего, обладающие высочайшей химической стойкостью, благоприятными деформационно-прочностными показателями, технологичностью и т.д [2, 3]. Изготовление и эксплуатация несущих конструкций на основе новых материалов невозможны без изучения работы их наклонных сечений. Правомерно это и для конструкций и изделий на основе каутона. В связи с этим были проведены исследования наклонных сечений изгибаемых элементов из армокаутона.

Для решения поставленной задачи были изготовлены образцы-балки, разделенные на две группы: к первой относятся балки серий А, Б и В, ко второй – Г и Д. В образцах первой группы продольное армирование состояло из двух стержней ∅ 12 мм класса А-V, во второй – 2 ∅ 12 класса А-III. Балки серий В и Г не имели поперечной арматуры. В образцах серий А и Д в качестве поперечной арматуры применяли проволоку ∅ 5 Вр-I с шагом 5 см. В образцах серии Б поперечную арматуру из проволоки Вр-I ∅ 5 мм ставили с шагом 3 см. Балки каждой серии испытывали с пятью пролетами среза. При этом относительный пролет среза (a/h) составлял соответственно 1; 1,5; 2, 2,5 и 3.

Загружали балки двумя симметрично расположенными сосредоточенными нагрузками, постоянно воз-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

растающими вплоть до разрушения. При таком загружении зона действия поперечных сил располагается между опорой и грузом – в пролете среза. Величина поперечной силы на данном участке остается постоянной, а изгибающие моменты увеличиваются от нуля на опоре до максимальной величины под грузом.

В результате регрессионного анализа данных, полученных при испытаниях балок с продольной арматурой класса A-V (образцы серий А, Б и В) и выполненного при помощи ЭВМ, выведены следующие уравнения, адекватно описывающие результаты эксперимента:

1. Для зависимости прочности наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов от пролета среза:

при шаге поперечной арматуры S = 50 мм (μ_{sw} = 0,66 %)

$$Q = 6{,}70 + 5{,}10\left(a/h_0\right)^{-3.99}; \quad (1)$$

при шаге поперечной арматуры S = 30 мм (μ_{sw} = 1,1 %)

$$Q = 6{,}79 + 6{,}47\left(a/h_0\right)^{-3.36}; \quad (2)$$

без поперечной арматуры (μ_{sw} = 0)

$$Q = 4{,}35 + 5{,}31\left(a/h_0\right)^{-1.75}; \quad (3)$$

где (a/h_o) – относительный пролет среза; μ_{sw} – процент поперечного армирования. μ_{sw} определяется по формуле $\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} \cdot 100\%$, где A_{sw} – площадь поперечного сечения поперечной арматуры; b – ширина сечения балки; S – шаг поперечных стержней.

2. Для зависимости поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям изгибаемых каутоновых элементов от процента поперечного армирования (μ_{sw}):

при относительном пролете среза (a/h_o) = 1

$$Q = 9{,}65 + 3{,}27 \cdot \mu_{sw}; \quad (4)$$

при относительном пролете среза (a/h_o) = 1,5

$$Q = 6{,}96 + 1{,}33 \cdot \mu_{sw}; \quad (5)$$

при относительном пролете среза (a/h_o) = 2

$$Q = 5{,}88 + 1{,}40 \cdot \mu_{sw}; \quad (6)$$

при относительном пролете среза (a/h_o) = 2,5

$$Q = 5{,}62 + 1{,}51 \cdot \mu_{sw}; \quad (7)$$

при относительном пролете среза (a/h_o) = 3

$$Q = 5{,}22 + 1{,}78 \cdot \mu_{sw}. \quad (8)$$

3. Общая зависимость:

$$Q = 5{,}49 + 6{,}01 \cdot \left(a/h_0\right)^{(1.68 \cdot \mu_{sw} - 3.31)} \quad (9)$$

Из рассмотрения поверхности отклика (рис. 1), построенной по модели (9), видно, что прочность наклонных сечений исследованных балок в большей степени зависит от относительного пролета среза и в меньшей степени от процента поперечного армирования. Это также видно на рис. 2 и 3, где изображены зависимости прочности наклонных сечений каутоновых балок от относительного пролета среза и процента поперечного армирования при фиксированном значении одного из факторов.

Анализ моделей (1 ... 8) показывает, что прочность наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов с увеличением пролета среза уменьшается по уравнению степенной функции. Рост прочности наклонных сечений при повышении процента поперечного армирования наблюдается во всем интервале

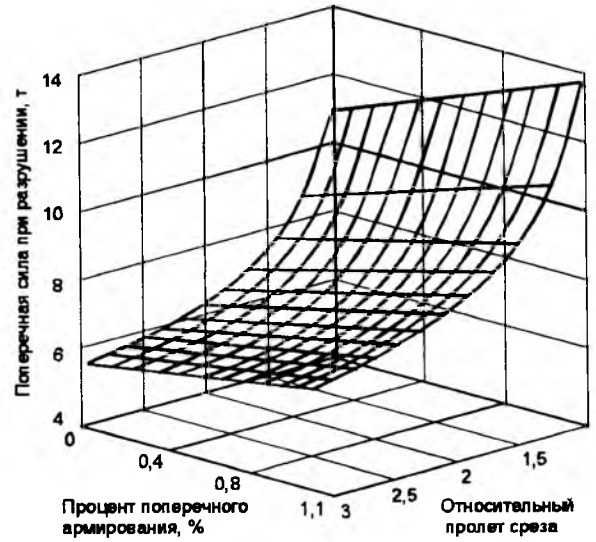


Рис. 1. Поверхность отклика по эксперименту "Исследование прочности наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов с продольной арматурой класса A-V"

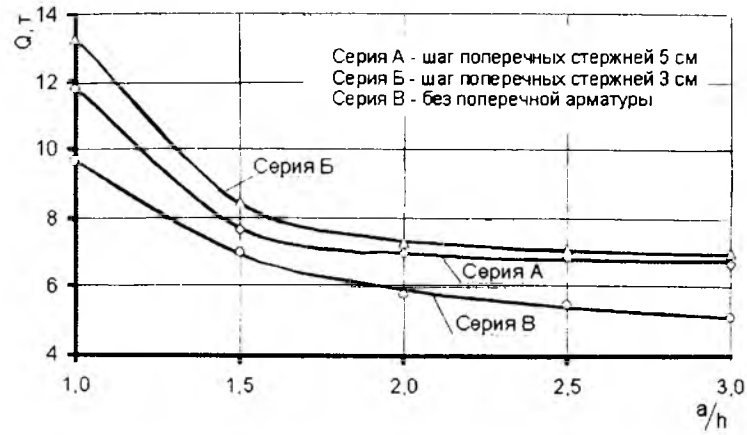


Рис. 2. Зависимость силы при разрушении по наклонным сечениям балок серий А, Б, В с продольной арматурой класса A-V от относительного пролета среза

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

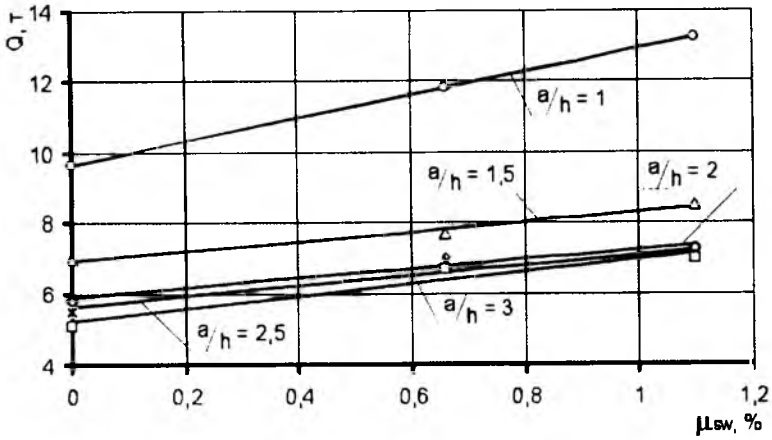


Рис. 3. Зависимость поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям балок серий А, Б, В с продольной арматурой класса А-V от процента поперечного армирования

варьируемого параметра, при этом можно отметить линейную зависимость прочности наклонных сечений элементов от процента поперечного армирования.

Установлено, что балки серии Б с шагом поперечной арматуры 3 см имеют большую несущую способность по наклонным сечениям (рис. 2). Увеличение шага поперечных стержней (до 5 см в балках серии А), т.е. уменьшение процента поперечного армирования, приводит к некоторому снижению несущей способности балок по наклонным сечениям. Это связано с тем, что в критическую наклонную трещину (по которой происходит разрушение) попадает меньшее число поперечных стержней, а значит, меньшее их число включается в работу. Главная же цель поперечных стержней состоит в сопротивлении раскрытию наклонных трещин и вращению одного участка балки относительно другого, а следовательно, в предотвращении преждевременного разрушения балки. Отсюда и повышение прочности наклонных сечений при применении поперечной арматуры.

Полученные данные подтверждают, что отсутствие поперечной арматуры (серия В) приводит к значительному снижению прочности наклонных сечений изгибаемых элементов из каутона (см.рис. 2).

На основании полученных опытных данных следует, что поперечная арматура в каутоновых изгибаемых элементах начинает работать под нагрузкой только после возникновения наклонных трещин, пересекающих эту арматуру. При этом напряжения в поперечных стержнях достигают предела текучести при определенных нагрузке и проценте поперечного армирования. Напряжения, соответствующие пределу текучести в поперечных стержнях, возникают только в местах пересечения их наклонной трещиной. Так, в балке А-30 поперечная арматура, пересекаемая критической наклонной трещиной, непосредственно перед разрушением порвалась, что свидетельствует о том, что напряжения в ней превысили предел прочности.

В результате регрессионного анализа данных, полученных при испытаниях балок с продольной арматурой класса А-III (образцы серий Г и Д) и выполненного при помощи ЭВМ, выведены следующие уравнения, адекватно описывающие результаты эксперимента:

1. Для зависимости поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям изгибаемых каутоновых элементов от пролета среза:

при шаге поперечной арматуры S = 50 мм (μ_{sw} = 0,66 %)

$$Q = 4{,}02 + 7{,}61\left(a/h_0\right)^{-2.18}; \quad (10)$$

без поперечной арматуры (μ_{sw} = 0)

$$Q = 0{,}93 + 8{,}62\left(a/h_0\right)^{-1.20}. \quad (11)$$

2. Для зависимости несущей способности наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов от процента поперечной арматуры:

при относительном пролете среза (a/h_0) = 1

$$Q = 9{,}46 + 1{,}95 \cdot \mu_{sw}; \quad (12)$$

при относительном пролете среза (a/h_0) = 1,5

$$Q = 6{,}71 + 0{,}61 \cdot \mu_{sw}; \quad (13)$$

при относительном пролете среза (a/h_0) = 2

$$Q = 4{,}08 + 1{,}20 \cdot \mu_{sw}; \quad (14)$$

при относительном пролете среза (a/h_0) = 2,5

$$Q = 3{,}80 + 1{,}15 \cdot \mu_{sw}; \quad (15)$$

при относительном пролете среза (a/h_0) = 3

$$Q = 3{,}45 + 1{,}28 \cdot \mu_{sw}; \quad (16)$$

3. Общая зависимость:

$$Q = 2{,}27 + 8{,}28 \cdot \left(a/h_0\right)^{(0.56 \cdot \mu_{sw} - 1.83)}, \quad (17)$$

Из рассмотрения представленной на рис. 4 поверхности отклика, построенной по модели (17), видно, что прочность наклонных сечений исследованных образцов в большей степени зависит от относительного пролета среза и в меньшей степени от процента поперечного армирования.

Это также видно из рис. 5 и 6, на которых изображены зависимости прочности наклонных сечений каутоновых балок от относительного пролета среза и процента поперечного армирования.

Анализ моделей (10 ... 16) показывает, что прочность наклонных сечений изгибаемых элементов с увеличением пролета среза уменьшается по уравнению степенной функции. Рост прочности наклонных сечений при повышении процента поперечного армирования наблюдается во всем интервале варьируемого параметра, при этом можно отметить линейную зависимость прочности наклонных сечений элементов от процента поперечного армирования.

Анализ представленных данных показывает, что в образцах серий Г и Д с продольной арматурой класса А-III наблюдается тот же характер изменения несущей способности наклонных сечений в зависимости от пролета среза, что и у балок

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

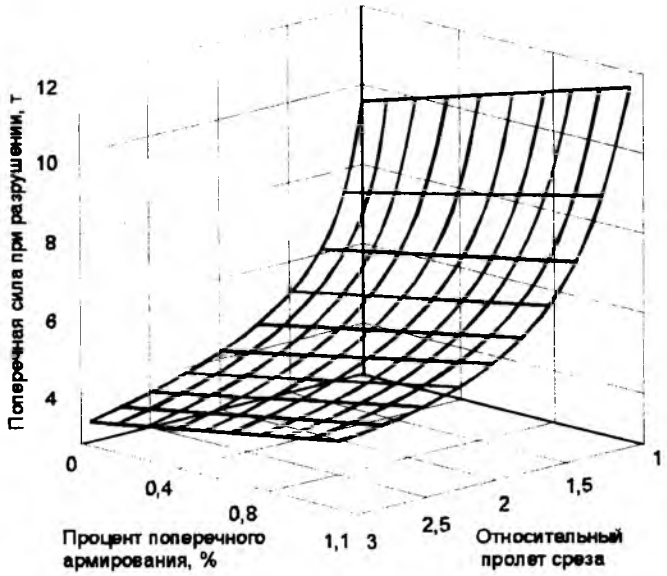


Рис. 4. Поверхность отклика по эксперименту "Исследование прочности наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов с продольной арматурой класса А-III"

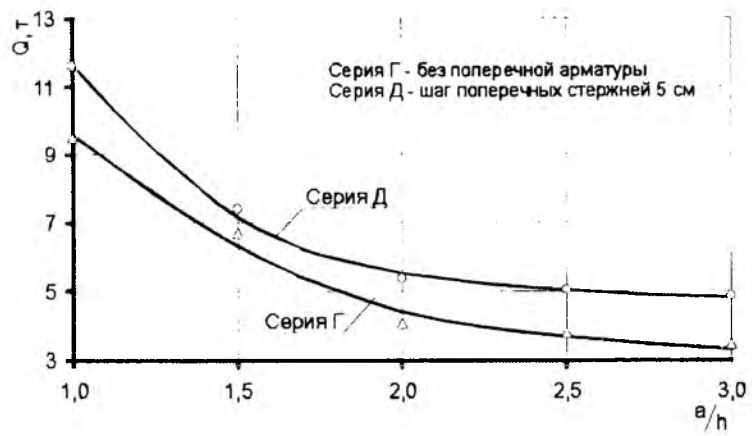


Рис. 5. Зависимость поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям балок серий Г и Д с продольной арматурой класса А-III от относительного пролета среза

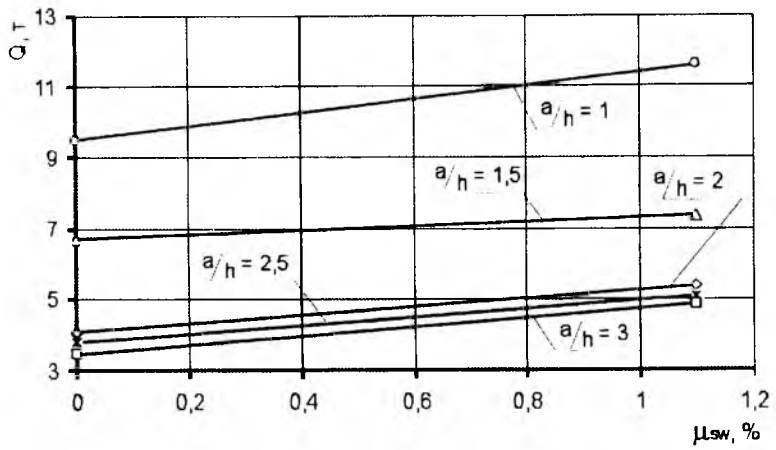


Рис. 6. Зависимость поперечной силы при разрушении по наклонным сечениям балок серий Г и Д с продольной арматурой класса А-III от процента поперечного армирования

с продольной арматурой класса А-V.

На основании анализа полученных результатов, графически представленных на рис. 3 и 6, можно утверждать, что с уменьшением шага поперечных стержней, т.е. с увеличением насыщения поперечной арматурой наклонного сечения, его несущая способность повышается. По результатам испытаний образцов-балок установлено, что с ростом пролета среза несущая способность наклонных сечений элементов снижается (см.рис. 2 и 5). Причем отмечено, что снижение прочности происходит неравномерно: до определенного значения а (для балок с продольной арматурой класса А-V а = 1,5h ... 1,75h, *а* для балок с арматурой А-III а = 2h) происходит интенсивное падение прочности наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов. Дальнейшее увеличение пролета среза сопровождается уже менее интенсивным снижением прочности наклонных сечений и отражается на графике переходом в более плавную кривую. Кроме того, уменьшение прочности наклонных сечений в балках с арматурой класса А-III (серии Г и Д) больше, чем в балках с продольной арматурой класса А-V (серии А, Б и В). Установлено, что снижение прочности наклонных сечений изгибаемых каутоновых элементов при увеличении пролета среза для балок составляет: для серии А – в 1,8 раза, Б – в 1,9 раза, В – в 1,9 раза, Г – в 2,7 раза и Д – в 2,4 раза. Объяснение данному факту можно дать после изучения влияния класса продольной арматуры на прочность наклонных сечений каутоновых изгибаемых элементов.

Для определения влияния класса продольной арматуры на прочность наклонных сечений изгибаемых элементов, выполненных из каутона, провели сравнительный анализ однотипных балок серий А, Д и В, Г. Графическое отображение проведенных исследований представлено на рис. 7, на котором сплошными линиями показано изменение прочности наклонных сечений балок с продольной арматурой класса А-III, пунктирными – с арматурой класса А-V. Как указывалось выше, с увеличением относительного пролета среза величина

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

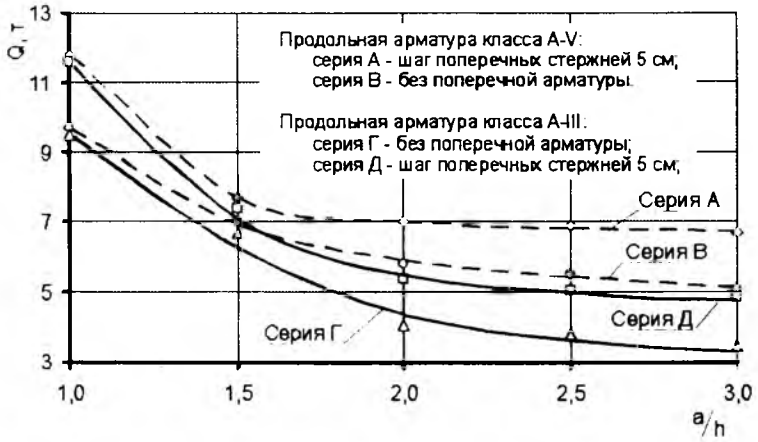


Рис. 7. Влияние класса продольной арматуры на поперечную силу при разрушении по наклонным сечениям изгибаемых элементов из каутона в зависимости от пролета среза

разрушающей нагрузки уменьшается. Причем падение несущей способности балок серий Г и Д (с продольной арматурой класса А-III) происходит интенсивнее, начиная со значения a=2h. Следует отметить, что при $a < 2h$ влияние более прочной арматуры практически не сказывается, и прочность наклонных сечений балок с разной продольной арматурой находится примерно на одном уровне (снижение прочности наклонных сечений балок с продольной арматурой класса А-III не превышает 4 %). Это можно объяснить тем, что при малых пролетах среза работа продольной арматуры в зоне действия поперечных сил после появления наклонной трещины связана в основном с восприятием поперечных сил (нагельный эффект), а не растягивающих усилий. С увеличением пролета среза продольная арматура начинает воспринимать все бльшие растягивающие усилия, при этом нагельный эффект ослабевает. Из-за меньшей деформативности арматуры класса А-V развитие наклонных трещин в изгибаемых элементах происходит медленнее (при большей нагрузке на балку), и ширина раскрытия наклонных трещин имеет меньшее значение.

В результате прочность наклонных сечений каутоновых балок с продольной арматурой класса А-V выше, чем у балок с арматурой класса А-III. Установлено, что падение разрушающей нагрузки происходит до значений a/h, приблизительно равных 2,5; далее с увеличением пролета среза несущая способность всех серий стабилизируется, причем для балок с более прочной арматурой несущая способность остается выше, нежели у образцов с обычной продольной арматурой, примерно на 30 %. Кроме того, из рис. 7 видно, что при a/h > 1,75 прочность наклонных сечений образцов серии В (с продольной арматурой класса А-V и без поперечной арматуры) становится выше несущей способности образцов серии Д (с продольной арматурой класса А-III и с поперечной арматурой с шагом 5 см).

Полученные в результате проведенных экспериментов данные могут быть использованы при разработке и проектировании каутоновых конструкций, предназначенных для эксплуатации в условии воздействия высокоагрессивных сред различного характера. Это могут быть: балки перекрытия и покрытия, перемычки дверных, оконных или иных проемов зданий и сооружений, где присутствуют агрессивные среды производственного или другого происхождения; опоры и эстакады для размещения технологического оборудования химических производств; изгибаемые элементы конструкций мостов и железных дорог; элементы фундаментов (в частности, фундаментные балки), эксплуатирующиеся в условиях агрессивных грунтовых вод.

Библиографический список

1. **Потапов Ю.Б., Борисов Ю.М., Макарова Т.В., Пинаев С.А.** Высокоэффективные композиты на основе жидких каучуков // Материалы международной научно-технической конференции (IV Академические чтения РААСН) "Актуальные проблемы строительного материаловедения". Пенза. 1998. С. 16-17.
2. **Борисов Ю.М.** Эффективные композиционные материалы на основе низкомолекулярного полибутадиенового олигомера смешанной микроструктуры ПБН. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. Воронеж. 1998. 230 с.
3. **Чмыхов В.А.** Сопротивление каучукового бетона действию агрессивных сред. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. Воронеж. 2002. 224 с.

Уважаемые читатели!

С 1 апреля начинается подписка на журнал **"БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН"** на второе полугодие 2004 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Пресса России".

Подписной **индекс 70050.**

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205, 703-9762.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В. С.ВЕРЕЩАГИН, канд.техн. наук (Национальный университет "Львівська політехніка", Украина)

Определение прогибов многопролетных железобетонных балок с нормальными трещинами

После появления нормальных трещин жесткость сечений железобетонных балок по их длине перестает быть постоянной. Это обстоятельство значительно усложняет процедуру определения прогибов балочных конструкций.

Для статически определимых балок такое усложнение обходят, применяя рекомендуемый нормами метод расчета, суть которого сводится к тому, что жесткость на каждом участке с однозначной эпюрой моментов принимается постоянной и равной ее минимальному значению.

Такое упрощение позволяет вычислять прогибы однопролетных шарнирно опертых балок или консольных балок как таковых с постоянной по длине жесткостью, используя известную формулу

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} Sl^2, \qquad (1)$$

где S – табличный коэффициент, зависящий от схемы загружения; $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ – кривизна в сечении, где изгибающий момент максимален; l – длина балки.

Что же касается многопролетных балок, то применение подобного упрощения, казалось бы, не представляется возможным, поскольку эпюры моментов в пролетах не являются однозначными.

Тем не менее, как показали проведенные автором исследования, используя определенные искусственные приемы, связанные с трансформацией расчетной схемы, отыскание прогибов неразрезных балок также можно свести к вычислению вертикальных и угловых перемещений элементов постоянной по длине жесткости.

На рисунке показан один из средних пролетов (пролет *i*) неразрезной балки, имеющей нормальные трещины в пролетах и над опорами. Условно балку загрузим равномерно распределенной нагрузкой q_i, хотя в общем случае нагрузка может быть произвольной.

В сечениях, где изгибающие моменты равны нулю (сечения на расстоянии x_1 и x_2 от левой опоры), размещаем условные шарниры 1 и 2. На опорах *i*-1 и *i* балку защемляем (поз. в на рисунке).

Введение условных шарниров и защемлений превращает пролет в балочку длиной $l_{b,i}$, свободно опирающуюся на консольные элементы.

Прогиб в сечении x определяется как сумма

$$f_{(x)} = f_{b,(x)} + \Delta f_{(x)}, \qquad (2)$$

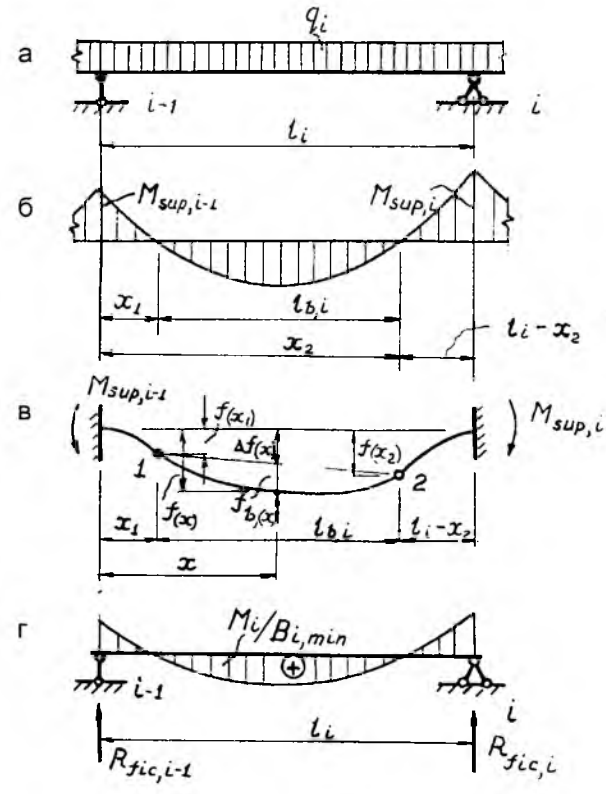
где $f_{b,(x)}$ - собственный прогиб свободно опирающейся подвесной балочки от действия нагрузки, расположенной в пределах $l_{b,i}$ этой балочки; $\Delta f_{(x)}$ - вертикальные перемещения сечения x за счет оседания опор подвесной балочки (шарниров 1 и 2).

Смещение $\Delta f_{(x)}$ может быть найдено как

$$\Delta f_{(x)} = f_{(x1)} + \frac{f_{(x2)} - f_{(x1)}}{l_{b,i}}(x - x_1), \qquad (3)$$

где $f_{(x1)}$ и $f_{(x2)}$ - вертикальные смещения условных шарниров, которые определяются как прогибы концов левого и правого консольных элементов. При вычислении этих прогибов принимаем, что каждая из консолей загружена расположенной в ее пределах заданной внешней нагрузкой и вертикальной сосредоточенной силой, приложенной к свободному концу. Величина сосредоточенной силы численно соответствует опорной реакции подвесной балочки (в нашем случае) $P = \frac{q_i l_{b,i}}{2}$.

Второй член правой части уравнения (3) может принимать как положительные, так и отрицательные значения в зависимости от того, какой из прогибов консольных элементов ($f_{(x1)}$ или $f_{(x2)}$) будет больше.



К вычислению прогибов неразрезной железобетонной балки

а – реальная расчетная схема i-того пролета; б – эпюра изгибающих моментов в пролете; в – условная расчетная схема для определения прогибов; г – фиктивная расчетная схема для определения углов поворота сечений

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таким образом, как это следует из (3) и (4), определение вертикального перемещения произвольного сечения, расположенного в любом пролете неразрезной балки, можно свести к вычислению прогибов свободно опертых однопролетных балочек и консольных элементов с использованием формулы (1).

Очевидно, необходимо рассмотреть вопрос о правомерности введения условных защемлений по концам пролета, в котором определяется прогиб.

Наличие защемления предполагает отсутствие поворота. В действительности же продольная ось балки поворачивается в каждом опорном сечении на какой-то угол Θ_i. Вычисления показывают, что если длины пролетов и интенсивность их загружения различаются незначительно (что чаще всего и бывает на практике), то этот поворот очень мал и его влиянием на величину вертикальных перемещений $f_{(x1)}$ и $f_{(x2)}$ можно пренебречь.

Однако, если отдельные пролеты по длине отличаются более чем в полтора раза или же полезная нагрузка в некоторых из них практически отсутствует (теоретически возможен даже вариант, когда нагрузка направлена вверх), игнорирование поворота сечений на опорах может привести к ощутимым ошибкам.

В этом случае вертикальные перемещения условных шарниров необходимо определять как сумму двух составляющих

$$f_{(x1)} = f'_{(x1)} + f''_{(x1)}; f_{(x2)} = f'_{(x2)} + f''_{(x2)}, \qquad (4)$$

где $f'_{(x1)}$ и $f'_{(x2)}$ - прогибы свободных концов левого и правого консольных элементов; $f''_{(x1)}$ и $f''_{(x2)}$ - вертикальные смещения концов консолей за счет поворота надопорных сечений.

Величины $f''_{(x)}$ можно вычислить как

$$f''_{(x1)} = \Theta_{i-1} x_1 \text{ и } f''_{(x2)} = \Theta_i (l_i - x_2), \qquad (5)$$

где x_1 и $(l_i - x_2)$ - длины левой и правой консолей (поз. б на рисунке).

Углы поворота оси балки в надопорных сечениях наиболее целесообразно находить, используя графоаналитический метод определения перемещений, известный из курса сопротивления материалов. В соответствии с этим методом рассматриваемый пролет принимаем в виде отдельной балочки с шарнирными опорами, к которой прикладывается распределенная фиктивная нагрузка в виде эпюры изгибающих моментов, поделенных на минимальную пролетную жесткость (жесткость в сечении, где пролетный момент максимален (поз. г на рисунке).

$$q_{fic} = \frac{M}{B_{\min}}. \qquad (6)$$

При этом положительная по знаку нагрузка считается направленной вниз, отрицательная – вверх.

Поперечная сила Q_{fic} от фиктивной нагрузки в произвольном сечении по величине совпадает с углом поворота этого сечения. Для сечений, которые находятся над опорами, углы поворота определяются как фиктивные реакции этих опор

$$\Theta_{i-1} = R_{fic,i-1}; \Theta_i = R_{fic}. \qquad (7)$$

Вполне очевидно, что при расчете многопролетных балок нет необходимости определять максимальные прогибы во всех пролетах. Достаточно произвести расчет лишь в одном-двух из них, тех, где эти прогибы могут быть наибольшими.

Так, для равнопролетных балок достаточно сравнить с предельно допустимыми лишь прогибы в крайних пролетах (естественно, если крайние опоры шарнирны, а нагрузки в пролетах отличаются незначительно).

В заключение необходимо заметить, что эпюры изгибающих моментов, используемые для вычисления прогибов неразрезных балок с трещинами, должны быть построены с учетом перераспределения усилий, которое, собственно, и начинается с появления этих трещин. Методы такого учета изложены ранее*.

Экспериментальная проверка предлагаемого метода вычисления прогибов осуществлялась автором при испытании 24 неразрезных балок с различными схемами загружения. Анализ результатов испытаний подтвердил удовлетворительную сходимость опытных и расчетных значений.

---

* Верещагин В. С. Метод определения изгибающих моментов в неразрезных многопролетных балках с учетом перераспределения усилий // Бетон и железобетон. – 2003. – №4. – с. 16–18.

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, 1968. Об. 395 стр. 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

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

М. ХАРУН, магистр техн. наук (РУДН)

Уточнение оценки трещиностойкости железобетонных конструкций

Существует широкий класс сооружений, предельное состояние которых и пригодность к эксплуатации связано с образованием и раскрытием трещин. К таким сооружениям относятся резервуары, силосы, бункеры, аэродромные покрытия, трубопроводы и т. д.

В общем виде изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин в бетонных и железобетонных элементах выражается как [5]

$$M_{crc} = W_{pl} \cdot R^{н}_{bt}, \qquad (1)$$

где W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения; $R^{н}_{bt}$ – нормативное сопротивление бетона на растяжение, т.е. предел прочности бетона по второму предельному состоянию $R_{bt,ser}$.

В соответствии с общими положениями теории образования трещин появление их в растянутой зоне бетона происходит в тот момент, когда удлинение крайних волокон растянутой зоны бетона достигает предельной деформации при растяжении; при этом растягивающие напряжения равны $R^{н}_{bt}$ [3].

На основе экспериментальных исследований железобетонных балках и плит В.И.Мурашев получил эмпирическую зависимость изгибающего момента при образовании трещин M_{crc} от $R^{н}_{bt}$ и коэффициента армирования μ [3]

$$\frac{M_{crc}}{bh^2 \cdot R^{н}_{bt}} = 0{,}292 + 0{,}75 \cdot \omega, \qquad (2)$$

где b, h – ширина и высота сечения соответственно; $\omega = \mu \cdot \alpha_{bt}$; здесь $\alpha_{bt} = 2\alpha = 2 \cdot E_S / E_b$ (E_S — модуль упругости арматуры; E_b – начальный модуль упругости бетона).

С учетом формул (1) и (2) $W_{pl} = (0{,}292 + 0{,}75 \cdot \omega)bh^2$. Это теоретически доказано исходя из схемы напряженно-деформированного состояния железобетонного сечения [3]. В (2) первый член определяет момент сопротивления бетона, а второй – дополнительный момент, воспринимаемый арматурой.

Формула (2) в настоящее время используется для расчетов нагрузки, вызывающей образование трещин в сечениях с одиночной арматурой, а для расчетов нагрузки, вызывающей образование трещин в сечениях с двойной арматурой, используется формула (3), которая получена теоретическим исследованием [3]

$$\frac{M_{crc}}{bh^2 \cdot R^{н}_{bt}} = 0{,}292 + 0{,}75 \cdot \omega + 0{,}075 \cdot \omega', \qquad (3)$$

где $\omega' = \mu' \cdot \alpha_{bt}$, μ' – коэффициент армирования сжатой зоны.

В (3) второе значение определяет дополнительный момент, воспринимаемый арматурой растянутой зоны, а третье – арматурой сжатой зоны.

При одинаковом армировании в растянутой и сжатой зонах формула (3) примет вид

$$\frac{M_{crc}}{bh^2 \cdot R^{н}_{bt}} = 0{,}292 + 0{,}825 \cdot \omega, \qquad (4)$$

Проведенный нами анализ показал, что (2) не позволяет определять M_{crc} с достаточной точностью, так как, во-первых, линия наименьших квадратов, построенная В.И.Мурашевым, недостаточно коррелирует с опытными данными, т.е. коэффициент корреляции R не превышает 0,5, хотя должен быть ближе к единице [2]. Во-вторых, при построении линии наименьших квадратов В.И.-Мурашевым не учтено влияние характера напряженного состояния бетона при растяжении: для балок – линейное напряженное состояние, а для плит, оболочек и т. д. – плоское напряженное состояние [1].

Автором данной статьи исследовано влияние характера напряженного состояния на величину M_{crc} на основе опытных данных для плит и для балок. Получена эмпирическая зависимость изгибающего момента при образовании трещин M_{crc} от $R^{н}_{bt}$ и μ для балок при коэффициенте корреляции R = 0,97 (рис. 1,а)

$$\frac{M_{crc}}{bh^2 \cdot R^{н}_{bt}} = 0{,}29 + 0{,}83 \cdot \omega \qquad (5)$$

и для плит при коэффициенте корреляции R = 0,93 (рис. 1,б)

$$\frac{M_{crc}}{bh^2 \cdot R^{н}_{bt}} = 0{,}17 + 1{,}2 \cdot \omega, \qquad (6)$$

Эти результаты удалось получить за счет использования современных статистических методов отсева грубых погрешностей. К графику рис. 1,а, кроме наших результатов, привлечены также осредненные результаты исследований [3, 4, 6, 7, 8]; а к графику рис. 1,б – [3, 7, 9].

Из (5) и (6) видно, что при линейном напряженном состоянии изгибающий момент образования трещин в бетоне выше по сравнению с плоским напряженным состоянием.

Формулы (4) и (5) очень похожи. Это подтверждает теорию В.И.Мурашева, однако эту формулу следует использовать только при расчетах конструкций, работающих при линейном напряженном состоянии.

Для удобства использования (6) можно записать как

$$M_{crc} = (0{,}17 + 2{,}4 \cdot \mu \cdot \alpha) \cdot bh^2 \cdot R^{н}_{bt} \qquad (7)$$

В настоящее время часто применяется формула для определения ширины раскрытия трещин a_{crc} в железобетонных сооружениях, полученная теоретическими исследованиями [3]

$$a_{crc} = \frac{\sigma_S}{E_S} \cdot l_{crc}, \qquad (8)$$

где σ_S – напряжение в арматуре; l_{crc} – расстояние между трещинами.

В железобетонных сооружениях, находящихся под действием многократно повторяющихся нагрузок, ширина раскрытия трещин может увеличиваться до обнажения арматуры и способствовать дальнейшему разрушению конструкции вследствие коррозии арматуры и

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

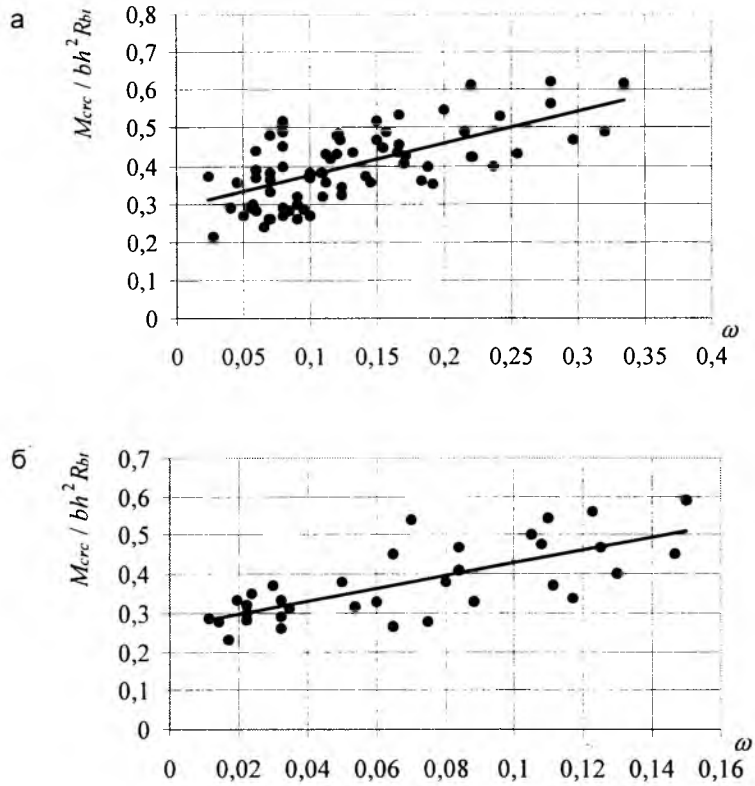


Рис. 1. Изменение изгибающего момента при образовании трещин в зависимости от сопротивления бетона при растяжении и коэффициента армирования (см. формулу (1))

а – для балок; б – для плит

вымывания свободной извести из цементного камня [6]. Однако не существует методики расчета ширины раскрытия трещин при многократном повторном нагружении, что позволило бы оценить несущую способность железобетонных сооружений, работающих в таких условиях.

В исследованиях автора часть образцов плит после появления первой видимой трещины вторично испытаны многократной повторной нагрузкой при фактической нагрузке появления трещин. На рис. 2 нанесены измеренные величины раскрытия трещин в образцах, испытанных повторной нагрузкой, и построен график зависимости ширины раскрытия трещин от числа циклов приложения нагрузки. Из графика рис. 2 видно, что раскрытие трещин при многократно повторном нагружении увеличивается линейно. На основании анализа рис. 2 получена эмпирическая зависимость ширины раскрытия трещин a^n_{crc} от числа циклов приложения нагрузки n при коэффициенте корреляции R = 0,99

$$a^n_{crc} = 0{,}024 + 6 \cdot 10^{-5} \cdot n \qquad (9)$$

В (9) первый член обозначает ширину раскрытия первой видимой трещины a_{crc}, а второй – дополнительное раскрытие трещины после n-ого приложения нагрузки.

Формулу (9) можно записать как

$$a^n_{crc} = a_{crc} + 2{,}5 \cdot 10^{-3} \cdot a_{crc} \cdot n \qquad (10)$$

Из (8) и (10) получим

$$a^n_{crc} = \frac{\sigma_S}{E_S} \cdot l_{crc}\left(1 + 2{,}5 \cdot 10^{-3} \cdot n\right) \qquad (11)$$

Формулой (11) рекомендуется пользоваться для проверки конструкции, работающей с раскрытием трещин, т. е. определять ширину раскрытия трещин при многократно повторном нагружении.

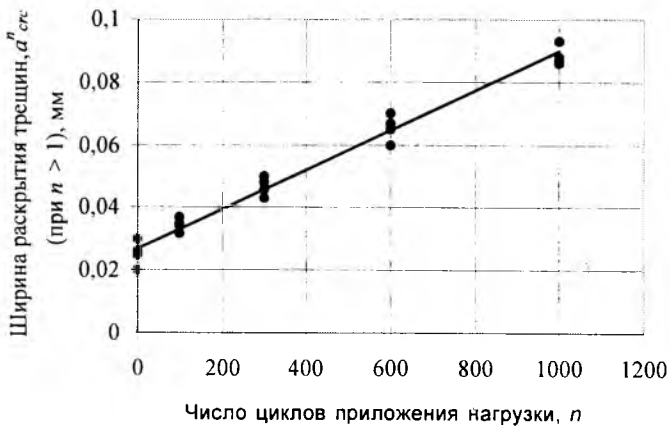


Рис. 2. Увеличение ширины раскрытия трещин при многократно повторном нагружении

Библиографический список

1. **Дарков А.В., Шпиро Г.С.** Сопротивление материалов. –М., Высшая школа, 1989. –624 с.
2. **Львовский Е.Н.** Статистические методы построения эмпирических формул. –М., Высшая школа, 1982. –224 с.
3. **Мурашев В.И.** Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона. –М., Машстройиздат, 1950. –268 с
4. **Немировский Я.М.** Жесткость изгибаемых железобетонных элементов и раскрытия трещин в них // Исследования обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. Сб. ст. –М.–Л., Стройиздат, 1949. с. 7 – 116.
5. **СНиП 2.03.01-84*.** Бетонные и железобетонные конструкции. –М, ЦИТП Госстроя РФ, 1996. –79 с.
6. **Цискрели Г.Д.** Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов. –М., Гос. издат. литер. по стр. арх, 1954. –152 с.
7. **Bach C., Graf O.** Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen eisenbetonplaten. Berlin, 1915. –260 s.
8. **Watsteen D., Mathey R.G.** Effect of tensile properties of reinforcement of flexural characteristic of beam // Journal of the ACI. vol. 56, № 12. 1960. pp. 1253 – 1273.
9. **Wernisch G.R., Lyse I.** A study of reinforcement in concrete slabs // Journal of the ACI. vol. 33. 1937. pp. 1 – 16.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

С.Б.КРЫЛОВ, канд.техн.наук (НИИЖБ)

Вопросы стыковки элементов пластин в расчетных схемах

При расчете железобетонных конструкций одной из самых распространенных расчетных моделей является расчетная схема в виде тонкой пластинки. В последние годы в НИИЖБ разрабатывается численный метод расчета таких конструкций, позволяющий выполнить сопряжения между элементами расчетной схемы с соблюдением непрерывности производных искомой функции до заданного порядка включительно. Получаемая при этом система разрешающих уравнений отражает как геометрические условия сопряжения элементов, так и условия статического равновесия усилий, действующих на междуэлементных границах.

В том случае, когда поверхность прогибов в месте сопряжения является бесконечно гладкой, ход решения является очевидным. При этом в качестве сопрягаемых величин выбирается прогиб и несколько его производных разных порядков в заданном направлении, ортогональном границе (или записываются условия непрерывности для прогиба, угла поворота, моментов и пеперечных сил). Производные в направлении вдоль границы сопрягаются естественным образом. В том случае, когда на границе между элементами имеется какая-нибудь особенность в нагрузках или в физических свойствах конструкции, условия сопряжения усложняются. Поясним сказанное несколькими примерами.

Предположим, что на границе между элементами n_1 и n_2 задана нагрузка в виде изгибающего момента, распределенного вдоль границы. Для определенности будем рассматривать границу, параллельную оси y. Рассматривая равновесие бесконечно малого элемента пластинки и используя зависимости для изгибающих момментов, используемые в теории пластинок, получим следующее условие сопряжения:

$$-D\left(\frac{\partial^2 w_{n1}}{\partial x_{n1}^2}+\nu\frac{\partial^2 w_{n1}}{\partial y_{n1}^2}\right)=m-D\left(\frac{\partial^2 w_{n2}}{\partial x_{n2}^2}+\nu\frac{\partial^2 w_{n2}}{\partial y_{n2}^2}\right)$$

где m - интенсивность распределенного момента.

Учитывая, что при сопряжении прогибов на границе все производные, вычисленные в направлении вдоль границы, сопрягаются естественным образом, получаем $\partial^2 w_{n1}/\partial y_{n1}^2=\partial^2 w_{n21}/\partial y_{n2}^2$, откуда находим окончательный вид условия сопряжения для изгибающих моментов (для вторых производных).

$$-D\frac{\partial^2 w_{n1}}{\partial x_{n1}^2}+D\frac{\partial^2 w_{n2}}{\partial x_{n2}^2}-m=0 \qquad (1)$$

Остальные величины сопрягаются обычным образом.

Подобным способом выполняется сопряжение, если на границе между элементами приложена распределенная поперечная нагрузка интенсивности q_0. В этом случае получаем

$$-D\frac{\partial^3 w_{n1}}{\partial x_{n1}^3}-D\frac{\partial^3 w_{n1}}{\partial x_{n1}\partial y_{n1}^2}=$$

$$=q_0-D\frac{\partial^3 w_{n2}}{\partial x_{n2}^3}-D\frac{\partial^3 w_{n2}}{\partial x_{n2}\partial y_{n2}^2}$$

При сопряжении угла поворота в направлении оси x и прогиба, получаем

$$\frac{\partial w_{n1}}{\partial x_{n1}}=\frac{\partial w_{n2}}{\partial x_{n2}};$$

$$\frac{\partial^3 w_{n1}}{\partial x_{n1}\partial y_{n1}^2}=\frac{\partial^3 w_{n2}}{\partial x_{n2}\partial y_{n2}^2}$$

Откуда окончательно находим условие сопряжения для поперечной силы (для третьих производных)

$$-D\frac{\partial^3 w_{n1}}{\partial x_{n1}^3}+D\frac{\partial^3 w_{n2}}{\partial x_{n2}^3}-q_0=0 \qquad (2)$$

Определенные сложности при сопряжении элементов возникают в случае скачкообразного изменения жесткости пластинки при переходе от одного элемента к другому. При этом сечение на границе искажается и нормали больше не являются прямыми. Величина угла поворота становится не вполне определенной. По сути в пограничной области будет наблюдаться краевой эффект. В этой области состояние пластинки не может быть строго описано обычными уравнениями теории пластинок. Поэтому истинные условия сопряжения будут находиться в некотором противоречии с теорией пластинок.

Рассмотрим для определенности сопряжение вдоль границы, параллельной оси y, двух элементов с разной изгибной жесткостью. Из геометрических соображений и из условий равновесия элемента площади, лежащего на границе, получаем следующий набор условий, которые должны выполняться на этом участке границы

$$w_{n1}=w_{n2} \qquad (3)$$

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Условие отсутствия излома на границе:

$$\frac{\partial w_{n1}}{\partial x_{n1}} = \frac{\partial w_{n2}}{\partial x_{n2}} \qquad (4)$$

Условие равенства моментов M_x:

$$D_{n1}\left(\frac{\partial^2 w_{n1}}{\partial x_{n1}^2} + \nu\frac{\partial^2 w_{n1}}{\partial y_{n1}^2}\right) = D_{n2}\left(\frac{\partial^2 w_{n2}}{\partial x_{n2}^2} + \nu\frac{\partial^2 w_{n2}}{\partial y_{n2}^2}\right) \qquad (5)$$

Условие равенства крутящих моментов:

$$D_{n1}\frac{\partial^2 w_{n1}}{\partial x_{n1}\partial y_{n1}} = D_{n2}\frac{\partial^2 w_{n2}}{\partial x_{n2}\partial y_{n2}} \qquad (6)$$

Условие равенства сил Qx

$$D_{n1}\left(\frac{\partial^3 w_{n1}}{\partial x_{n1}^3} + \frac{\partial^3 w_{n1}}{\partial x_{n1}\partial y_{n1}^2}\right) = D_{n2}\left(\frac{\partial^3 w_{n2}}{\partial x_{n2}^3} + \frac{\partial^3 w_{n2}}{\partial x_{n2}\partial y_{n2}^2}\right) \qquad (7)$$

Система условий (3) - (7) содержит противоречие. Так из условий (3), (6) следует

$$D_{n1}\frac{\partial w_{n1}}{\partial x_{n1}} = D_{n2}\frac{\partial w_{n2}}{\partial x_{n2}} \qquad (8)$$

Это явно противоречит условию (4). Поэтому теоретически нельзя выполнить строгое сопряжение между рассматриваемыми элементами, обеспечивающее непрерывность всех расчетных величин, оставаясь в рамках теории пластинок. Отсюда следует, что использование всего набора условий сопряжения (3) – (7) не увеличит точность получаемого решения, а, напротив, внесет непредсказуемые погрешности.

Оставаясь в рамках теории пластинок, можно предложить следующее приближенное решение данной задачи. Из двух взаимно исключающих условий (4) и (8) следует оставить только условие равенства углов поворота (4). Этот подход дает значительно меньшую погрешность (например в случае сильно отличающихся цилиндрических жесткостей). Окончательно система условий сопряжения будет содержать выражения (3), (4), (5), (7). Такое решение будет приближенным. На границе ряд расчетных величин будет иметь разрывы. Учитывая это, а также то, что в окрестности рассматриваемой границы все зависимости теории пластинок дают значительные погрешности, результаты вычислений будут приближаться к истинным лишь на некотором удалении от нее.

Корректное задание условий сопряжения элементов пластин позволяет получить более точные данные об их напряженно–деформированном состоянии, что является актуальным всвязи с возросшим объемом применения таких конструкций в монолитном строительстве.

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

В.С.ШИРОКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Железобетонные трубы и перспективы их производства

При строительстве любых объектов гражданского и промышленного назначения одной из первых решается задача водопотребления и водоотведения с обустройством водопроводных и канализационных сетей.

После естественного в последние годы спада в потреблении железобетонных труб для водопропуска сейчас наметилась тенденция их все большего применения в силу известных своих преимуществ – конкурентоспособности, недефицитности, долговечности, технологичности в укладке. Кроме того, для труб большого диаметра, начиная от 600 мм, альтернативы железобетонным трубам практически нет, особенно в системах канализации.

В строительной отрасли, в силу внедрения современных технологий, новых строительных материалов и повышения качества строительства, начинают преобладать бетоны повышенных прочностных характеристик, а надежность стала главным фактором возводимого объекта.

Высказанное в полной мере относятся к подземным коллекторам и трубопроводам.

Заложенные в отечественных стандартах и других нормативных документах характеристики железобетонных безнапорных труб во мно-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

гом разнятся в сравнении с зарубежным опытом и существующими в настоящее время требованиями отечественного строительства. Это касается прочностных показателей, точности геометрических размеров, длины и толщины изделий, условий технологического формования, коррозионной стойкости, степени механизации и т.п.

К наиболее существенным характеристикам бетона труб относится прочность на сжатие. В ГОСТ 6482-88 заложена прочность класса В25 (М300). От нее рассчитывают арматуру, прочность самой трубы, глубину заложения. В силу современных требований такая прочность не является достаточной, хотя бы с точки зрения плотности бетона и надежности возводимой конструкции.

Еще ранее отмечались отдельные примеры использования строителями при прокладке трубопроводов труб с одинарным каркасом при высокой прочности бетона – 40 или 50 МПа. Расчетами возможность такого применения подтверждалась. С другой стороны, используя методику расчетов определения вертикальных нагрузок на подземные сооружения проф. М.М.Протодьяконова, можно придти к выводу, что наиболее приемлемая величина заглубления трубопроводов, укладываемых открытым способом, является величина 4 м. Другими словами, закрытый способ прокладки труб технически оправдан начиная с глубины более 4 м, в то время как существующий стандарт определенно ориентирован на открытую прокладку до 6 м, а в некоторых случаях и более. Однако закрытый способ требует повышенных прочностных характеристик бетона – класса В40-В50 (М500-М600), что соответственно налагает определенные требования к составам бетона и методам его укладки.

Существующие до настоящего времени технологии изготовления железобетонных труб методом центрифугирования и вибрирования с частотой колебаний до 3000 кол/мин обеспечивают прочность бетона, как правило, 30-35 МПа и в силу специфики оборудования не обеспечивают должной точности геометрических размеров. Это существенным образом сказывается на их спросе и экономической рентабельности.

Новое в трубном производстве наметилось после закупки рядом предприятий импортного оборудования датской фирмы "Pederehaab", в основу которого, помимо высокой механизации, положено уплотнение высокочастотной вибрацией жестких бетонных смесей и высокая точность геометрических размеров раструбного соединения, которая, в свою очередь, обеспечивает надежную и удобную для строителей укладку труб с применением резинового уплотнительного кольца.

Система станков под общим названием "Buru" имеет несколько разновидностей модульной системы. Их особенностью является изготовление бетонных и железобетонных труб диаметром от 100 мм до 3500 мм, длиной, как правило, 2,5-3,0 м. Уплотнение бетонной смеси осуществляют при помощи универсального вибросердечника с числом колебаний 4500-6000 кол/мин. Именно такие колебания с подпрессовкой концевых участков труб дают весьма плотный бетон прочностью до 50-60 МПа.

С использованием такого оборудования одновременно встает вопрос о длине труб, поскольку строителям важны затраты по стыкованию и надежности стыкового соединения. Упоминавшаяся выше точность геометрии стыкового соединения с использованием резинового кольца решает этот вопрос с высокой степенью надежности.

На этих же станках изготавливают трубы с утолщенной стенкой, используемые при закрытом способе прокладки труб методом продавливания, который все больше привлекает строителей магистральных трубопроводов в силу целого ряда преимуществ, особенно в условиях города с насыщенной структурой инженерных коммуникаций.

Рассмотренный выше краткий обзор вооруженности производства железобетонных труб позволяет высказать некоторые технические соображения.

1. Существующий ГОСТ 6482-88 на железобетонные трубы требует существенной корректировки в сторону расширения номенклатуры выпускаемых изделий, хотя в ряде регионов существует и продолжает функционировать давние и традиционные технологии производства труб. Имеются сведения о закупке на востоке страны (г.Иркутск) импортного оборудования, а именно многогнездных центрифуг. Если учесть, что в центральных регионах начали ориентироваться на производство труб высокочастотным виброуплотнением, на оборудовании которого действуют 4-5 предприятия (Москва, С-Петербург, Н. Новгород и др.), необходима выработка единого подхода к решению затронутой проблемы.

2. По-видимому, в стандарте следует рассмотреть вопрос о повышении прочности бетона для труб, введение характеристики плотности бетона. Естественно, это должно привести к проведению расчетов прочности труб с корректировкой расхода арматуры.

С вопросом прочности тесно увязана проблема выпуска бетонных труб и их использования при строительстве трубопроводных сетей определенного назначения.

3. Необходимо провести расчетный анализ целесообразности глубокого траншейного способа укладки труб, увязав расчеты с экономической и технической эффективностью. Здесь уместно вспомнить о теории расчета подземных выработок, в том числе круглого сечения, разработанной ранее проф. М.М.Протодьяконовым и развитой далее С.С.Давыдовым, Г.К.Клейном. Такой анализ следует сделать, поскольку строители начинают широко использовать бестраншейный способ укладки сооружений методом продавливания.

4. Следует рассмотреть вопрос о целесообразной длине труб, поскольку она оказывает существенное влияние на технологичность и качество изготовления. Данное предложение необходимо увязать с точностью геометрических размеров стыкового соединения и постепенного его перехода в трубопроводе на резиновое уплотнение. Одновременно следует решать вопрос об унификации стыковых соединений в железобетонных трубах.

5. Коррозионная стойкость железобетонных труб относится к одной из главных задач повышения качества и надежности трубопроводной системы, особенно работающей в условиях бытовой канализации

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

(кислотная агрессия). Из всех существующих способов защиты бетона наиболее пригоден способ изоляции внутренней поверхности труб полиэтиленовым чехлом. Вместе с тем этот способ требует специальной оснастки, многоделен в различных условиях заложения. Более доступен способ антикоррозионной защиты поверхности жидкими полимерными компаундами на основе эпоксидных, полиэфирных и других смол. Но такие покрытия недолговечны. В перспективе, как предложение, целесообразна разработка новых материалов, обладающих щелочной, т.е. совместимой с бетоном, основой на базе либо полимеров, либо силикатов, либо на керамической основе, которые удобно наносятся на поверхность труб и способны отверждаться в нормальных температурных условиях.

В заключение следует отметить, что все ведущие фирмы развитых европейских стран взяли на вооружение способ высокочастотного виброуплотнения с элементами комбинированного доуплотнения бетона. Именно на основе этого метода фирмы создают оборудование нового поколения, отличающегося автоматизацией, эргономикой, производительностью и технико-экономической эффективностью.

На наш взгляд, рассматривая перспективу развития трубного производства, уже сегодня надо предпринимать усилия для создания в стране специализированного машиностроительного завода, оснащенного современными станками с программным управлением, который бы мог на базе имеющихся комплектов оборудования выпускать свое отечественное оборудование и оснастку к нему, снабжая строительную промышленность технологиями XXI века.

По вышезатронутой проблеме желательно знать суждение проектных, исследовательских организаций, занимающихся данными вопросами – ГП "Союзводоканалпроект", ГУП "Мосинжпроект", ФГУП "Госэкомелиовод", "Мосинжбетон", ОАО "Ленметрогидротранс" и других, а также производственников, имеющих трубные производства и заинтересованных в их развитии.

Д.А.КОРШУНОВ, канд. техн. наук (НИИСК, Киев)

Аспекты надежности армирования

Известно (см., например, [1], гл. IV), что эксплуатационную надежность армирования железобетонной конструкции определяют три основные хронологически последовательные составляющие: начальная, технологическая и временная. Что касается последней – при эксплуатации конструкций, то здесь даже ожидается повышение надежности благодаря уменьшению концентрации напряжений при переходе к "серповидному" рифлению поверхности стержней (см., в частности [2], разд. 8). Первые же две составляющие заслуживают отдельного рассмотрения.

Начальная надежность обеспечивают технические требования к арматуре и правила контроля их соблюдения, а также дополнительный нормированный запас. Заметим, что действующие общестроительные нормы проектирования СНиП 2.03.01 предусматривают использование арматуры, изготовленной по одному из принятых около 20-и лет назад пяти межгосударственных стандартов. Но за эти годы произошли кардинальные изменения.

Прежде всего нужно отметить чрезвычайную активность изготовителей арматуры в части дифференциации технических условий к ней, которая недавно была наглядно представлена в уникальном справочном издании [3]: наряду с названными межгосударственными, сейчас на просторах СНГ действуют еще более 30 национальных стандартов и документов ТУ. В частности, в Украине условия выпуска лишь стержневой арматуры установлены национальным стандартом ДСТУ 3760 и семью ТУ. К тому же предприятия СНГ выпускают на экспорт арматуру по некоторым международным и национальным западных стран стандартам (в назван-

Таблица 1

Динамика использования арматуры нормированной номенклатуры, %

Класс арматуры		A-I	A-II	A-III +Ат-III	B(p)-I	A(т)500C	A(т)-IV	A(т)-V и выше	B(p)-II K-7
Объем использования в году:	1950	50	10	10	–	–		–	–
	1975	17	40	13	–		8		4
	1985	18	45+5	10	–	2		9	2
	2000	10	20+20	5	40	3		1	<1

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

Запас прочности $\sigma_в/\sigma_{т(0,2)}$

Класс	ГОСТ 5781	ГОСТ 6727	ГОСТ 10884	ДСТУ 3760	СТО АСЧМ 7	[6]
А(т)-III	1,5	—	1,27	1,25	1,25	1,1
А(т)500; Вр-I	—	1,08-1,15	1,2	1,2	1,2	1,1
А(т)-IV	1,5	—	1,33	1,33	1,25	—
А(т)-V	1,3	—	1,25	1,25	—	—

ном справочнике таких документов названо свыше десяти); причем не востребованные за рубежом ее остатки также попадают на отечественный рынок.

Ясное дело, такое разнообразие невозможно учесть при проектировании конструкций, и это создает заметные затруднения потребителям. Так что их представителям следовало бы прекратить согласование этих ТУ.

Во-вторых, в последние годы заметно изменилась структура используемых железобетонных конструкций. Сейчас возводят главным образом объекты жилищно-гражданского строительства со значительным сокращением объемов сборных и в особенности предварительно напряженных конструкций (исключение составляют разве что многопустотные плиты). Это обусловило и соответствующее изменение сортамента используемой арматуры, иллюстрированное табл. 1.

Приведенные в табл. 1 сведения для 1950 и 1975 гг. — заимствованы из [1] (рис. VII.2), для 1985 г., которому отвечают максимальные объемы использования железобетона, включая сборный, - частично (без А-I и А-II) приведены на основе [2] (рис. 1.1 и 1.2), а для 2000 г. - являются авторской оценкой. Последняя учитывает активность исключительно мощного ГМК "Криворожсталь" в части выпуска арматуры класса Ат-IIIС на основе обширного комплекса исследований [4].

Вместе с тем, с одной стороны, наблюдается интенсивное вытеснение с рынка арматуры привычного класса А(т)-III новой для нас арматурой класса А500С, а с другой, следует ожидать, что арматуру мало востребованных классов сейчас выпускают лишь эпизодически, и это неминуемо затрудняет реальное соблюдение установленных для нее потребительских требований.

В-третьих, произошла децентрализация снабжения арматуры через многих (зачастую не отягощенных ответственностью) посредников. Значительно затруднен также входной контроль арматуры у потребителей – не только из-за преимущественно небольших по объему поставок, но и вследствие неблагоприятного экономического положения многих из них (это затрудняет и взаимоотношения с поставщиками).

Известно, что основой начальной надежности служит обеспеченное с вероятностью не ниже 95% браковочное значение предела текучести - физического $y_т$ или условного $\sigma_{0,2}$ (на уровне 0,2%-й остаточной деформации), обозначенное в нормах как нормативное сопротивление R_{sn}. Здесь целесообразно напомнить, что для арматуры классов А-I... А-III браковочный уровень имеет повышенную обеспеченность: по ГОСТ 5781 она составляет 98% (t=2), а по ГОСТ 10884 сниженное до 95% (t=1,64) ее значение скомпенсировано для арматуры класса А-III повышенными на 10% браковочными значениями предела текучести и временного сопротивления $\sigma_в$. Заметим, что такое повышение надежности не предусмотрено в ДСТУ 3760; нет его и для арматуры класса А500, которую анонсируют (см., например, [5]) как замену класса А-III.

Дополнительный резерв обеспечивают:

а) гарантированное относительное удлинение после разрыва. Требования к нему подобны в различных нормативных документах;

б) пусть и не всегда используемый на практике запас прочности $\sigma_в/\sigma_{т(0,2)}$. Он не одинаков в различных стандартах (табл. 2): наибольший для горячекатаной и наименьший для проволочной арматуры; для класса же А(т)500 он установлен заметно меньшим, чем для соседних классов. Мало того, в СТО АСЧМ 7 и ДСТУ 3760 дополнительно предусмотрена возможность снижения этого отношения до 1,05. Вероятно, такое решение принято по аналогии с международным стан-

Таблица 3

Коэффициент надежности γ_s

Класс	СНиП II-21-75	СНиП 2. 03.01	[8]	[9]
А(т)-III	1,15	1,07 (d=10-40)	1,1	—
Вр-I	1,55	1,2	—	гк - 1,07 (d=10-40); тму - 1,1
А(т)500	—	—	1,1	—
А(т)-IV	1,2	1,15	—	1,1 (d=8-22); 1,15 (d=25-32)
А(т)-V	1,25	1,15	—	—
				—

Примечания. Номинальный диаметр *d* в мм. Обозначена арматура: гк - горячекатаная; тму – термомеханически упрочненная.

Таблица 4

Механические характеристики, Н/мм^2

Источник	Изготовитель арматуры	*d*, мм	Предел текучести			Временное сопротивление		
			$\overline{X}$	S	$\overline{X}-2S$	$\overline{X}$	S	$\overline{X}-2S$
[5]	Чусовский МЗ	12-32	555,7	27,7	500	726,1	34,1	658
[10]	Разные: среднее	10-36	585,2	41,4	502	714,8	45,1	625
	в том числе	32	569,3	38,6	492	720,9	36,8	647
[11]	Зап.-Сибирский МК	12-32	579,3	39,9	499	692,0	45,4	601
	Белорусский МЗ	10-40	578,6	26,0	527	696,3	25,4	645
	"Кроворожсталь"	10-32	596,5	38,5	520	687,4	40,6	606
	"Северосталь"	12-25	583,2	41,3	500	689,2	33,0	623

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

дартом [6]; однако при этом не учтено, что запроектированные по европейскими нормами конструкции требуют больше арматуры, чем отечественные (см., например, [7]).

В конце концов, расчетное сопротивление определяют с учетом коэффициента надежности по арматуре: $R_s = R_{sn}/\gamma_s$. Его нормированный уровень сложился исторически путем постепенного снижения (табл. 3).

Относительно действительных механических характеристик арматуры класса А(т)500 имеется ограниченное число сведений, накопленных московскими потребителями; их обобщение приведено в табл. 4. Кстати говоря, свыше 70% их потребности покрывает продукция "Криворожстали" (т.е. поставленная на экспорт).

Отмечается, что полученные значения S существенно (в 2-3 раза) меньше стандартизованных для генеральной совокупности. Если же они отражают действительную изменчивость свойств арматуры в генеральных совокупностях, то оказывается, что в большинстве случаев может быть достигнута 98%-ная обеспеченность браковочного минимума прочностных характеристик.

Отметим, что ни один стандарт (тем более ТУ) не содержит обязательного по правилам стандартизации продукции раздела "Гарантии изготовителя", а правила поставки не учитывают отмеченное выше ухудшение условий снабжения. Видимо, в этой части технические условия подлежат доработке, включая (пусть и формальные – это ведь лучше, чем никакие) требования к поставщикам: как минимум, дубликаты сертификата при разделении партии.

Дополнительный контроль возлагается на потребителя. В нормах [8] предусмотрен контроль механических характеристик (на растяжение и на изгиб – по двум образцам). В рекомендациях [9], кроме проверки соответствия сертификату, требуется контролировать: линейную плотность; геометрию рифления с вычислением относительной площади смятия под рифами; механические характеристики по результатам испытания на растяжение по ГОСТ 12004 – по шести образцам (как по стандарту). Напомним, кстати, что стандарты технических условий предусматривают определение напряжений в арматуре по номинальной площади ее поперечного сечения; так что контроль линейной плотности, возможно, и не нужен.

На основании сказанного можно сделать следующие выводы:

1. Наиболее распространенная в современных проектах арматура класса А(т)400 и доминирующая на современном рынке арматура класса А(т)500 должны были бы иметь апробированную практикой начальную надежность: 98%-ную обеспеченность браковочного минимума предела текучести (нормативного сопротивления) и дополнительный 10%-ный запас в расчетном сопротивлении - γ_s=1,1 (при этом уточнение в размере 3% представляется неуместным). Это может быть выполнено одним из трех способов:

а) соответственно правилам контроля по ГОСТ 5768 - повышенная до 98% (t=2) обеспеченность браковочных значений предела текучести и временного сопротивления и по СНиП 2.03.01 коэффициент надежности 1,1;

б) в случае установленной обеспеченности на уровне 95% (здесь t=1,64) повышение на 10% браковочных значений предела текучести и временного сопротивления наряду с нормированным коэффициентом надежности - это отвечает требованиям ГОСТ 10884 для арматуры класса Ат400С. В таком случае нужно увеличить браковочные значения для класса Ат500С в ГОСТ 10884, а также для А400С и А500С в ДСТУ 3760 и других нормативных документах (см. табл. 4);

в) сохранить установленные браковочные значения и уровень их обеспеченности, но с одновременным повышением коэффициента надежности до 1,2.

2. Арматура класса Вр-I не требует уточнений - для нее коэффициент надежности повышен в 1991 г. (см. изменение №2 СНиП 2.03.01).

3. Для мало применяемой арматуры более высоких классов целесообразно было бы установить теперь коэффициент надежности на уровне 1,3.

В большинстве случаев использование арматуры уменьшает начальную ее надежность, что учитывается введением коэффициентов условий работы арматуры. Здесь следовало бы дополнительно отметить две особенности.

В [12] были проанализированы особенности стандартизации требований к сварке стержневой арматуры и показано, что сварное соединение может заметно уступать прочности цельного стрежня. ГОСТ 10884, ДСТУ 3760 и прочие нормативные документы разрешают снизить прочность сварного соединения до 90% временного сопротивления, что не учтено СНиП 2.03.01. Физический (путем сравнительного испытания образцов) приемочный контроль свариваемости арматуры не предусмотрен.

Информация о действительной свариваемости современной арматуры весьма ограничена и касается лишь класса А500С: [5] содержит общие сведения о довольно хорошей свариваемости горячекатаной арматуры из стали марки 20ГСФ, в [10] сообщено об уменьшении до 5% исходной прочности арматуры, изготовленной по различным технологиям. Наиболее детальные сведения приведены в [13]. Объектом этого исследования стала термомеханически упрочненная арматура диаметром 10-14-16 мм, изготовленная "Криворожсталью" по ДСТУ 3760 из

Таблица 5

Относительная прочность сварных соединений

Тип и название соединения	Количество образцов				
	всего, штук	со значением $\sigma_{св}/\sigma_в$, процент			
		более 1,0	1,0-0,95	0,96-0,9	менее 0,9
Крестовое: К1 - контактное	21	50	45	5	-
К3 - прихватками	21	62	33	5	-
Стыковое: С1 - в режиме	21	-	25	5	70
мягком	21	5	50	30	15
жестком	30	10	40	50	-
С23 - внахлестку	21	-	14	24	62
Тавровое: Т2 - дуговое					

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

трех плавок стали марки Ст3Гпс. Они имели углеродный эквивалент 0,30, 0,323 и 0,395%, т.е. дважды за нижней границей и в последнем случае вблизи середины стандартизированного диапазона. В исходном состоянии арматуру характеризовали средние для групп из 16 образцов значения:

Диаметр стержня, мм	10	14	16
Диапазон, МПа: $\sigma_т$	534-541	671-684	569-576
$\sigma_в$	625-646	740-774	665-673

Испытанию подвергали соединения пяти типов, а контактные стыки - еще и в двух режимах; полученные результаты обобщены в табл. 5.

В результате сделан вывод о том, что для такой арматуры "нормированное минимальное значение прочности" (этот термин желательно было бы уточнить) сварных соединений можно принимать равным 550 МПа, так как лишь один из 135 образцов (вероятность 0,993) подошел к такой границе.

Заметим, что этот вывод мог бы касаться лишь исследованной совокупности. Хотя и в ней 22% образцов не отвечают стандартизованному 90%-му уровню. Мало того, четыре образца соединений типа С1(м) и два типа Т2 имели прочность меньшую $0{,}8\sigma_в$. Прочность двух из них диаметром 10 и 16 мм составляла, вероятно (относительно верхней границы исследовательского диапазона $y_в$), не больше 520 и 540 МПа. Дополнительно следовало бы принять во внимание еще два обстоятельства:

во-первых, не ясно, можно ли исследованную совокупность считать характерным представителем общего массива арматуры класса А500С на отечественном рынке. Это касается, в частности, и арматуры с повышенным до верхней границы значением углеродного эквивалента;

во-вторых, в дополнение к браковочным требованиям, ДСТУ 3760 разрешает снижение браковочного уровня временного сопротивления арматуры до 600-50=550 МПа (п. 6.1.6.1) и сварного соединения еще на 10% (п. 6.1.4). Это значит, что браковочный уровень прочности такого соединения может уменьшиться до 0,9х550=495 МПа, т.е. до браковочного уровня предела текучести. Допускать же при использовании сварных соединений снижение запаса прочности до $\sigma_в/\sigma_{т(0,2)}=1{,}05$ (см. выше) представляется и вовсе опасным.

Значительную часть современной арматуры выпускают с так называемым "серповидным профилем" конструкции рифления поверхности, причем известно, что она имеет худшее сцепление с бетоном в сравнении с арматурой, имеющей привычное "кольцевое" рифление. Потребность учета этого факта подтверждают местные нормы [8]. С учетом результатов анализа [14] обнародованных в [2] исследований оказалось возможным рекомендовать лишь незначительное – на 20% уточнение указаний норм проектирования.

Вместе с тем, известны и другие предложения, основанные на использовании незнакомых пока отечественным проектировщикам европейских норм. Наиболее подробно (на 15 стр.) такие указания содержатся в рекомендациях [9]. Они учитывают многие влияющие факторы, но практически никак не увязаны со СНиП 2.03.01. Приближены к этим нормам указания белорусского проекта [15]. Обращает на себя внимание, что в обоих этих источниках вводится дополнительная анкеровка рифленых стержней путем устройства крюков и петель.

Таким образом, назрела потребность внесения нескольких изменений в действующий СНиП 2.03.01.

Во-первых, полезно было бы обсудить необходимость дополнительного введения еще одного коэффициента условий роботы: при наличии стыкового (включая внахлестку) сварного соединения продольной растянутой стержневой арматуры - 0,9 (не используется вместе с γ_{s2} и γ_{s4}).

Во-вторых, учесть наличие арматуры с "серповидным" рифлением. Для этого нужно было бы:

а) установить конкретное (по размеру относительной площади смятия бетона) размежевание современных конструкций рифления арматурных стрежней;

б) для арматуры с "серповидным" рифлением увеличить на 20% нормированные для арматуры с "кольцевым" рифлением значения длины зоны передачи предварительного напряжения и анкеровки.

Заключение

Введение новых стандартов (ГОСТ 10884 и ДСТУ 3760, а также многочисленных документов ТУ для стержневой арматуры) заметно снизило ее начальную надежность. Осталось до сих пор нормативно не урегулированным использование нового класса арматуры А(т)500С. Нужно напомнить, что нормы [8] ориентированы только на арматуру, выпускаемую по СТО АСЧМ 7, а рекомендации [9] - по ДСТУ 3760, т.е. не касаются арматуры по ГОСТ 5781 и ГОСТ 10884 (тем более - по различным ТУ), а установленный ими уровень надежности полезно было бы дополнительно обсудить. Возможны потери технологической надежности при использования арматуры с "серповидной" конструкцией рифления поверхности, а также из-за неконтролируемой изготовителями с помощью прямых испытаний свариваемости арматуры. Последнюю до сих пор еще связывают только с химическим составом арматурной стали, но без учета способа упрочнения.

Таким образом, представляется настоятельной потребность реализации следующих мероприятий.

Во-первых, полезно было бы конкретизировать и стандартизировать нужный потребителям уровень начальной надежности арматуры и правила всестороннего контроля установленных требований. Эту задачу нужно решать с учетом практической востребованности конкретных классов арматуры. Подчеркнем, что использование ТУ может быть оправданным лишь как временное, только на период разработки и опытного применения новой арматуры с улучшенными потребительскими свойствами (см., например, ДСТУ Б А.3.1-6).

Во-вторых, следует начать процедуру разработки и внесения в СНиП 2.03.01 комплексного относительно армирования изменения №3 (проект его подготовлен автором).

В-третьих, все более актуальным становится решение задачи стыкования арматурных стрежней:

а) прежде всего с помощью обычного у нас сваривания - на ос-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

нове соответствующих гарантий изготовителей в части свариваемости;

б) вместе с тем целесообразно активное освоение и широкое использование в строительстве механических способов стыковки (винтовой и, особенно, - с обжатием) взамен сварного.

Библиографический список

1. **Мулин Н.М**. Стержневая арматура железобетонных конструкций. – М., Стройиздат, 1974. – 233 с.

2. **Мадатян С.А.** Арматура железобетонных конструкций. – М. : Воентехлит, 2000. – 256 с.

3. **Арматурный** прокат для железобетонных конструкций = Справочник-каталог / ИЧМ и др.; Колл. авт. под рук. Ю.Т. Худика. – Днепропетровск, 2000, НИИИМ, 88 с.

4. **Вахлевщук В.А. и др**. Малокремнистые арматурные стали повышенной прочности. - К.: Наукова думка, 1999. - 152 с.

5. **Мадатян С.А. и др**. Новая горячекатаная свариваемая арматура класса А500С // Бетон и железобетон. — 2001. — №1. — с. 12-14.

6. **Steel** for the reinforcement of concrete. Part 2: Ribbed bars = ISO 6935-2 (1990). - [Сталь для армирования бетона. Ч.2 – Рифленые стержни]

7. **Райзер В.Д., Мкртычев О.В**. Сравнительный анализ надежности железобетонных конструкций, проектируемых по отечественным и европейским нормам / / Бетон и железобетон. — 1998. — №3. — с.10-13.

8. **Железобетонные** конструкции с арматурой классов А500С и А400С : Территориальные строительные нормы для г. Москвы = ТСН 102-00. - М., 2000. - 52 с.

9. **Рекомендации** по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения / ТКС "Арматура для железобетонных конструкций". – Одобрены НТС Госстроя Украины 12.04.02, протокол №24. – К., 2002. - 39 с.

10. **Шестеркин М.Н**. Свойства арматурной стали класса А500С, поступающей на стройплощадки Москвы // Бетон и железобетон. — 2002. — №1. — с. 14-16.

11. **Семечкин А.Е. и др**. Применение арматурной стали класса А500С в строительстве жилых домов из монолитного железобетона // Бетон и железобетон. — 2002. — №4, с. 9-12.

12. **Коршунов Д.А**. Стандартизация свариваемости арматуры // Бетон и железобетон, 2001, №2, с. 26-28.

13. **Шеремет В.А. и др**. Исследование свариваемости термомеханически упрочненного арматурного проката класса А500С // Бетон и железобетон в Украине. — 2002. — №1. — с. 2-7.

14. **Коршунов Д.А**. Анкеровка арматуры в бетоне // Бетон и железобетон в Украине. — 2001. — №4. — с. 18-21.

15. **Конструкции** бетонные и железобетонные : Строительные нормы РБ = Проект / ГП "Стройтехнорм"; Рук. темы Т.М.Пецольд. - Минск, 1998. – 193 с.

ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 10884-94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение.

ДСТУ 3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия.

ДСТУ Б А.3.1-6-96. Материалы и изделия строительные. Порядок разработки и постановки на производство.

СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.

СТО АСЧМ 7-93. Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия. – [Ассоциация "Черметстандарт", Россия.]

ИНФОРМАЦИЯ

Международная выставка по применению бетона в строительстве

По влиянию на развитие мировой цивилизации изобретение железобетона смело можно поставить в один ряд с открытием электричества или появлением авиации. В XX веке только в России в строительстве было использовано около 10 млрд.м^3 бетона и железобетона.

Как доказывает мировая практика, железобетон применяется в строительстве все шире и шире. Существует целый ряд международных организаций по железобетону. Среди них стоит упомянуть Международную ассоциацию по сборному железобетону BIBM, которая существует уже около 40 лет и провела в различных странах около 18 международных конгрессов, FIB - Международную федерацию по железобетону, ERMCO - Европейскую организацию по товарному бетону, очередной конгресс которой состоится в Хельсинки летом 2004 г.

В Москве в сентябре 2003 г. состоялась 2-я Международная выставка "Капитальное строительство/ Concrete Russia 2003", которая проходила совместно с выставкой "Стройиндустрия и Архитектура 2003" в Экспоцентре на Красной Пресне. Особое внимание на выставке было уделено разделу "Бетон, цемент, добавки и бетонное оборудование". Этот раздел активно поддерживает и продвигает на бетонном рынке в Европе Британское Сообщество Бетона.

В течение пяти дней участники и посетители выставки вели активную работу с целью установления новых деловых контактов, заключения договоров, поиска перспективных партнеров и коммерческой информации. На выставку съехались ученые, специалисты и бизнесмены строительной индустрии из разных стран мира (Германии, Черногории, Италии, Франции, Швеции, Латвии, Республики Беларусь, Бельгии, Австрии, Кипра).

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Генеральным спонсором выставки выступила крупнейшая в России цементная холдинговая компания ОАО "Евроцемент". На ее заводах в 2002 г. было произведено более 7 млн.т цемента, компания объединяет четыре крупнейших завода по выработке цемента. Строительный мир был представлен ведущими предприятиями данной отрасли, среди которых были домостроительные комбинаты, коммерческие и строительные компании, строительно-монтажные управления, администрации и управления по строительству и озеленению, архитектурные и проектные бюро, производители стройматериалов, оборудования и т.д. Согласно социологическому опросу, проведенному в рамках выставки компанией "RTE-Moscow", посетители выставки представляют собой 89,29% коммерческие структуры и только 10,71% государственные. Наибольший интерес к выставке среди компаний участников проявили производители, они составляют 51,85% общего числа опрошенных. Что же касается числа опрошенных посетителей, то здесь превалируют несколько другие показатели: производители составили 35,71%, проектные институты — 16,33%, торговые организации — 19,56%, остальные — рекламные услуги, пресса, непроизводственная сфера и учебные заведения.

В России такая выставка проводится вторично, в то время как на Западе подобные мероприятия далеко не в новинку. Ежегодно проводится огромное количество специализированных выставок по бетону: "World of Concrete", США, "Betontag", Германия, "Our world in Concrete Structures", Сингапур и др. Крупнейшая выставка "World of Concrete", которая проводится поочередно в Лас-Вегасе и во Флориде, собирает порядка 1500 компаний на площади в 700 тыс.м^2. Это крупнейшая выставка по бетону, технологиям, оборудованию и технике в мире. Россия идет вслед за выставочными монстрами крупнейших стран, но достигнуть таких размахов нам предстоит не скоро.

Если же сравнить количество участников выставки "Concrete Russia 2003", по сравнению с выставкой позапрошлого года, то тенденция к увеличению налицо, такие показатели не могут не радовать организаторов выставки. По данным статистического опроса, число посетителей составило около 20 тыс. человек, представляющих специалистов из различных регионов России (Санкт-Петербурга, Екатеринбурга, Воронежа, Сургута, Самары, Барнаула, Чебоксар, Липецка и др.), дальнего и ближнего зарубежья.

На сегодняшний день применение бетона в строительстве в мире ежегодно превышает 2 млрд.м^3 (в России 70 млн.м^3), что намного превосходит производство других видов промышленной продукции и строительных материалов. Для его изготовления расходуются сотни миллионов тонн цемента, щебня, песка, что требует существенного изъятия естественных природных ресурсов. И только для производства бетона в широких масштабах могут использоваться крупнотоннажные промышленные отходы энергетики, металлургии и других отраслей.

В технологии бетона в последние годы произошла настоящая революция — применение химических добавок-модификаторов, тонкодисперсных наполнителей позволили получать на рядовых цементах бетоны прочностью 100 МПа и выше. В России оборот отрасли проектирования, производства и применения бетона и железобетона может быть оценен в денежном выражении в 10 млрд. долл., а мировой объем ежегодно превышает 300 млрд. долл.

Перспективность такой выставки, как "Капитальное строительство/ Concrete", стала очевидной, и остается надеяться, что в ближайшем будущем все новые российские предприятия, а также крупнейшие иностранные производители бетонной промышленности поддержат ее и примут участие в этом международном специализированном мероприятии.

В нынешнем 2004 г. Международная выставка "Concrete-Russia" пройдет в период 28 сентября - 1 октября в ЛФК ЦСКА. Традиционно, в рамках этого события, как и в прошлом году, будут проводиться встречи, конференции и семинары.

Т.Петрова, руководитель проекта "Concrete Russia".

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

Подписано в печать 23.12.03. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 1996

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

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

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ВИТАМИН ПРОЧНОСТИ

ПОЛИ ПЛАСТ

ХИМИЧЕСКИЕ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ

Россия, 123001, Москва, Б.Козихинский пер. д.22, офис 61
тел.: (095) 974-6328, 299-2793, факс: 209-0328
E-mail: sales@polyplast-un.ru, WWW: www.polyplast-un.ru

Представительсто по Южному региону:
ООО "Полипласт-Юг" 350020, Краснодар, ул.Коммунаров, д.262, литер В
т/ф (8612) 55-46-43, т. 64-08-98 E-mail: polyplast-ug@mail.ru

Представительство по Северо-Западному региону:
ООО "Полипласт Северо-Запад" 193230, Санкт-Перербург, пер. Челиева д. 13
т/ф (812) 446-32-42, т. (812) 446-67-34 E-mail: polyplast-nws@peterlink.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО

СКБ СТРОЙПРИБОР

www.stroypribor.ru

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС–МГ4

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690

Возможность занесения 16 индивидуальных градуировочных зависимостей.

ИПС–МГ4+

Расширенный режим с возможностью учета вида заполнителя, возраста и условия твердения бетона. Более 100 зависимостей, связь с компьютером.

Диапазон измерения прочности.....3..100МПа
Относительная погрешность.....не более ± 10%

ПОС–МГ4 «Отрыв»

Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

ПОС–МГ4 «Скол»

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

Приборы фиксируют максимальную нагрузку, индицируют скорость нагружения и текущую нагрузку, обеспечивают автоматическую обработку измерений, оснащены энергонезависимой памятью.

Диапазон.....5...100МПа
Усилие вырыва анкера:
ПОС-30МГ4.....29,4 кН (3000кГс)
ПОС-50МГ4.....49,0 кН (5000кГс)

Диапазон:
методом скалывания.....10...70МПа
методом отрыва.....5...100МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО–МГ4

Измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362

Диаметр контролируемой арматуры.....3, 4, 5, 6 мм
Диапазон усилий....200...4500кГс(1,96...44 кН)

ЭИН–МГ4

Измеритель напряжений в арматуре железобетонных изделий частотным методом по ГОСТ 2236

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

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП–МГ4 «100/250»

Измеритель теплопроводности и термического сопротивления строительных и теплоизоляционных материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076–99 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256

Диапазон определения коэффициента теплопроводности.....0,02...1,5 Вт/м·К
Размеры испытуемого образца.....100х100мм/250х250мм

ИТП–МГ4 «Поток+»

Измеритель тепловых потоков, проходящих через ограждающие конструкции зданий и сооружений по ГОСТ 25380

Диапазон измерения плотности тепловых потоков.....2...500 Вт/м²
Диапазон измерения температуры..–30..+100°С

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ МАТЕРИАЛОВ

МГ4Д – измеритель влажности древесины по ГОСТ 16 588. Диапазон 4...60%. Семь пород древесины.

МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича по ГОСТ 21718. Диапазон 1...45%. Более 20 зависимостей.

МГ4У - универсальный измеритель влажности строительных материалов по ГОСТ 21718. Диапазон 1...45%.Более 27 зависимостей.

МГ4В - измеритель температуры и влажности воздуха с возможностью регистрации данных и вывода на компьютер. Диапазон влажности 0...99,9%

ИПА–МГ4

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

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

ПСО–МГ4

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

Диапазон.....0,1...20 МПа
Основная погрешность.....не более ±2%

ИСП–МГ4 (анемометр)

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры в вентиляционных системах промышленных и гражданских зданий, а также для измерения средней скорости ветра.

Диапазон измерения скорости воздушного потока.....0,3...30 м/с
Диапазон измерения температуры.....-10...+100°С

Вибротест–МГ4+

Измеритель пиковых значений виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и других объектов.

Диапазон измерения частоты.....2...1000Гц
Диапазон измерения амплитуды..0,01...20мм

454084, Челябинск, а/я 8538. Т/ф (3512) 90-16-13, 90-16-85, e-mail: stroypribor@chel.surnet.ru
г. Москва, НИИ ЖБ, лаборатория №24, Рязанский пр., 61, т/ф. (095) 174-78-01, 174-72-01

Индекс 7005с

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 2004. №1. 1–32

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru