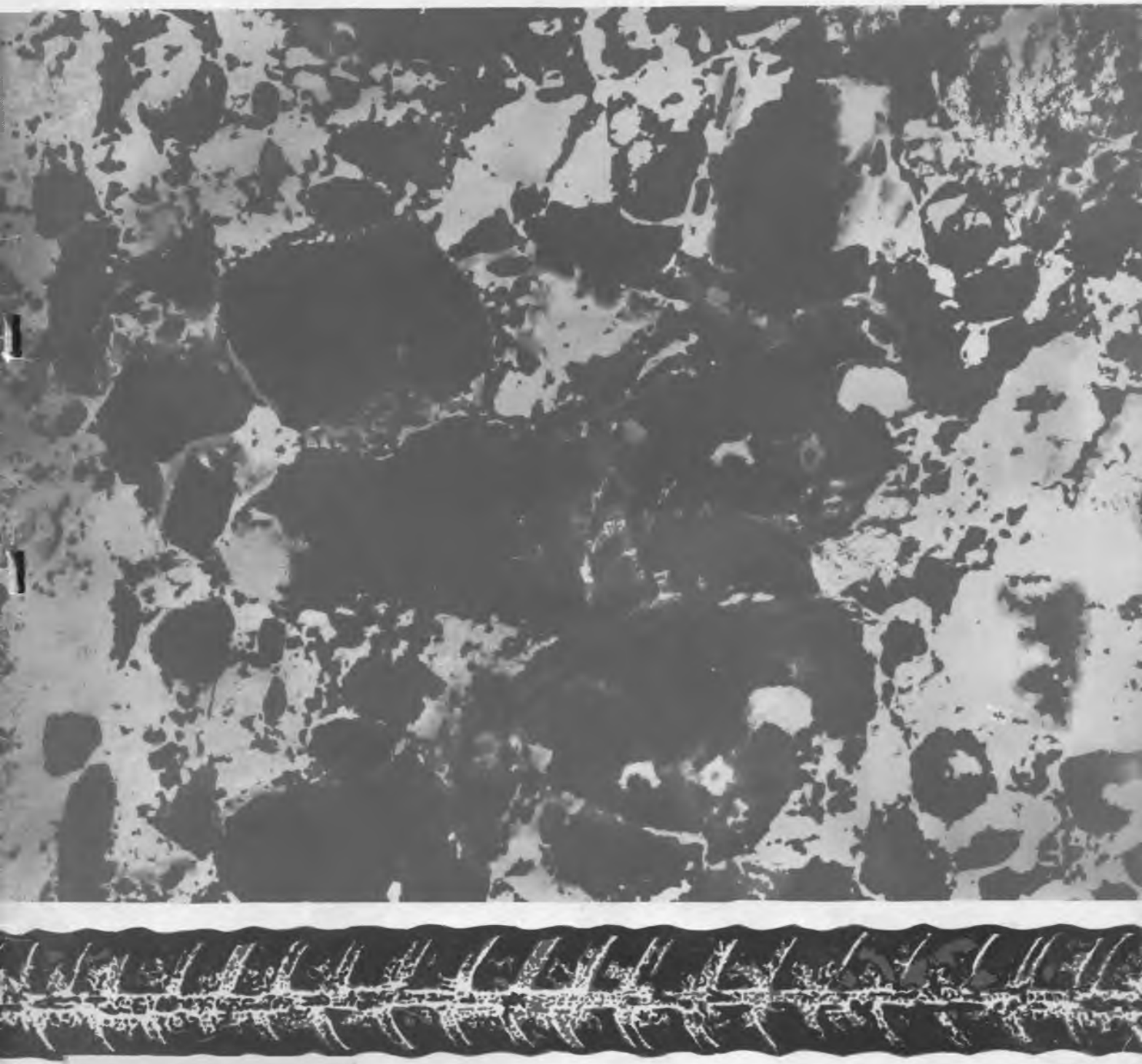
ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1
2007



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

ИНТЕРПРИБОР

НЕРАЗРУШАЮЩИЙ КОНТРОЛЬ И МОНИТОРИНГ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

КОНТРОЛЬ БЕТОНА И МАТЕРИАЛОВ

ПУЛЬСАР-1.0/1.1 - ультразвуковые измерители прочности. Сквозное и поверхностное прозвучивание. Измерение глубины трещин. Напряжение возбуждения - до 600 В.

ПУЛЬСАР-1.2 - ультразвуковой дефектоскоп. Измерение T, V, R, ρ, h, A-сигнал, АРУ, режим осциллографа, USB, программа.

ПАБ-1.0 - измеритель плотности асфальтобетона по параметрам электромагнитного поля.

ОНИКС-2.5 - двухпараметрические измерители прочности бетона, в том числе легкого, методами ударного импульса и отскока (0,5...100 МПа).

ОНИКС-2.6 - ударно-импульсный дефектоскоп-измеритель прочности изделий с визуализацией и многофакторным анализом сигналов.

БЕТОН-Frost - прибор для оперативного определения морозостойкости бетона.

ОНИКС-ОС - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием. Исключено проскальзывание анкера. 5...100 МПа, 1.. 50кН, масса 4 кг.

ОНИКС-АП - измеритель адгезии методом отрыва стальных дисков. Диапазон 0,1...35 МПа. 1...10 кН, масса 4 кг.

КОНТРОЛЬ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ

ПОИСК-2.51...52 - измерители толщины защитного слоя бетона и диаметра арматуры H=5...130 мм, Ø 3...50 мм.

ИНК-2.41...42 - измерители напряжений в арматуре. 100...2000 МПа, L= 3...28 м.

МТП-1 измеритель толщины теплоизоляционных покрытий стальных труб и величины межосевого смещения.

ВИБРОАКУСТИЧЕСКИЕ ПРИБОРЫ

ВИБРАН-2.0/3.0 - одно- и четырехканальные *виброанализаторы*. Диапазон 0,5 ..1000 Гц 200...2000 линии спектра, октавный анализ.

ВИСТ-2.41...43 универсальные виброметры

СПЕКТР-1.0/2.0 -одно- и двухканальные сейсмостанции для диагностики свай определения их длины и сейсмоспектрального профиля.

ИЧСК-1 - измеритель частот собственных колебаний для акустического контроля прочности, твердости и выбраковки изделии

ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ

ВИМС-2.21...23 - универсальные влагомеры. Песок, бетон, кирпич, древесина (более 30 материалов). Датчики: объемный, планарный, зондовый.

ВИМС-2.10...12 - влагомеры древесины (16 пород), бетона, кирпича. Встроенный датчик.

КОНТРОЛЬ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ

ТЕПЛОГРАФ - прибор для мониторинга ограждающих конструкций, оконных и дверных блоков.8...256 датчиков теплового потока и температуры, определение сопротивления теплопередаче.

МИТ-1 - зондовый измеритель теплопроводности материалов. Диапазон 0,03 ..3 Вт/м·К, время измерений 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание.

ИТС-1 - измеритель теплопроводности материалов методом стационарного теплового потока и теплового зонда. Диапазон 0,02 ..1,5 Вт/м·К. Размеры образца - 150x150 мм

РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ...

ТЕРЕМ-4 - многопараметрический регистратор для мониторинга раскрытия трещин и деформации, тензоизмерений, контроля перемещений, вибрации, температуры, влажности и т.д. 8...256 каналов

УТМ-1.0 - ультразвуковой толщиномер.

ТЕРЕМ-3 - восьмиканальный регистратор температуры для монолитного бетонирования.

РТМ-5 - система управления ТВО бетона. 8 каналов, индивидуальные режимы по каждому каналу, журнал пропарки, связь с ПК (RS-485).

ТЕМП-3 - семейство 1...4-канальных приборов для измерения и регистрации температуры сред и поверхностей, тепловых потоков, влажности воздуха и скорости воздушных потоков

ВДЛ-5.2 - вихретоковый дефектоскоп металлов

Особенности: малые габариты, легкие и удобные датчики, архивация результатов и условий измерений, интерфейс и сервисные программы. Приборы со знаком ⓒ внесены в Государственные реестры средств измерений РФ, Беларуссии, Украины и Казахстана. Лицензия Госстандарта на изготовление средств измерений № 002645-ИР

http://www.interpribor.ru ***E-mail: Info@interpribor.ru*** ***г.Москва*** *НИИЖБ тел.:* *(495) 174-75-13, 789-28-50*

г. Челябинск ***т./ф.: (351) 265-56-38, 260-87-42, 262-91-69*** ***г.Санкт-Петербург*** *тел.* *(812) 998-45-86, 570-64-96*

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

БЕТОН и ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1 (544)
Февраль 2007

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

ДВОРКИН Л.И., ЛУШНИКОВА Н.В. Высокопрочные бетоны на основе литых бетонных смесей с использованием полифункционального модификатора, содержащего метакаолин 2

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

КРАКОВСКИЙ М.Б. Связь программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" с программными комплексами SCAD и Лира 8

НИКОНОРОВ Р.М. Расчет новых сборно-монолитных конструктивных систем 12

ЕРЫШЕВ В.А., ГОРШЕНИНА Е.В. Методика расчета ширины раскрытия трещин при повторных нагрузках 15

БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

БОНДАРЕНКО В.М., ЯГУПОВ Б.А. Некоторые вопросы несиловых повреждений, конструктивной безопасности и живучести железобетонных сооружений 18

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ВАВРЕНЮК С.В., ОРЕНТЛИХЕР Л.П. Оценка долговечности тонкослойных покрытий для фасадов зданий 21

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

СТРОКОВА В.В., ХОДЫКИН Е.И., КАРАЦУПА С.В., ЯКОВЛЕВ Е.А., ЛЮТЕНКО А.О. Изменение прочностных характеристик грунтобетонов при длительном твердении 23

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

ДЕГТЯРЕВ В.В. О статье И.Н.Тихонова, В.З.Мешкова, Г.Н.Судакова "О нормировании анкеровки стержневой арматуры" 25

ТИХОНОВ И.Н., МЕШКОВ В.З., СУДАКОВ Г.Н. К дискуссии по статье "О нормировании анкеровки стержневой арматуры" 28

Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2007

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Л.И.ДВОРКИН, д-р техн. наук, проф., Н.В.ЛУШНИКОВА, канд. техн. наук (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно, Украина)

Высокопрочные бетоны на основе литых бетонных смесей с использованием полифункционального модификатора, содержащего метакаолин

В течение последнего десятилетия наблюдается тенденция увеличения выпуска монолитного бетона и железобетона с повышенными показателями прочности и других свойств. При изготовлении густоармированных конструкций, элементов сложной конфигурации наиболее эффективно использование литых и высокоподвижных бетонных смесей. Получение однородных литых бетонных смесей высокой жизнеспособности и высокопрочных бетонов на их основе невозможно без комплексных добавок, которые являются полифункциональными модификаторами (ПФМ) структуры и свойств бетона. Наиболее эффективными в настоящее время являются комплексы на основе суперпластификаторов (СП) и активных минеральных добавок типа микрокремнезема (МК). *Однако последняя* является довольно дефицитной и дорогостоящей, поэтому в данных условиях конкурентоспособной добавкой для создания высокоэффективных ПФМ может служить метакаолин (МТК) – дисперсный продукт обжига обогащенных каолиновых глин. Месторождения этих глин достаточно распространены на Украине и в России. Широкие возможности ПФМ на его основе показаны в ряде работ зарубежных и отечественных авторов [1-4].

Несмотря на наличие широких исследований влияния МТК на свойства вяжущих и бетонов разного назначения, вопросы получения высокопрочных бетонов из литых смесей и оптимизации их составов освещены недостаточно. С этой целью были проведены исследования свойств цементного камня и бетонов с ПФМ, состоящего из суперпластификатора и метакаолина.

В исследованиях были использованы следующие исходные материалы:

среднеалюминатный портландцемент ПЦ I-500 Д0 (ОАО «Волыньцемент», г. Здолбунов), соответствующий классу 42,5R;

песок кварцевый $М_к$=1,6 и 2,4;

щебень гранитный: смесь фракций 5-10мм (40%) и 10-20мм (60%);

суперпластификатор С-3 (Владимирский ЖБК, г. Владимир);

метакаолин, изготовленный ООО «Георесурс», г. Киев. [5].

Физико-химические свойства метакаолина:

удельная поверхность – 1670м^2/кг;

истинная плотность - 2,50г/см^3;

насыпная плотность - 410 кг/м^3;

нормальная густота - 46%;

пуццолановая активность - 26мг/г.

Для бетонных смесей (начальной марки по подвижности П5) определяли сохраняемость подвижности и растворотделение; для бетонов – прочность при сжатии в возрасте 3 сут и 28 сут.

Сохраняемость подвижности (далее - сохраняемость) характеризовали показателем времени, за которое средняя подвижность уменьшается с 22 до 18 см [6]:

$$\tau^{C}_{22\text{-}18} = \tau_{18} - \tau_{22}. \qquad (1)$$

Растворотделение оценивали по стандартной методике и по методике определения угла внешнего трения, используемой для литых бетонных смесей [7]:

$$tg\varphi = (30\text{-}ОК)/(0{,}5D_p), \qquad (2)$$

где ОК и D_p – соответственно осадка и диаметр расплыва стандартного конуса, см.

По данным [8], для достижения растворотделения не больше 5% значение tgφ не должно быть меньше 0,25.

На первом этапе исследований при сравнительной оценке свойств бетонных смесей и высокопрочных бетонов контрольного состава (без добавок), с добавкой С-3 и ПФМ были получены следующие результаты (см. таблицу).

Как видно из данных таблицы, наибольшие потери подвижности характерны для смеси с добавкой С-3, что соответствует известным данным [9], наименьшие – для смеси с добавкой ПФМ. Совместное введение СП и МТК замедляет процессы начального структурообразования, благодаря чему потери

Свойства бетонных смесей и бетонов

№ пп	В/Вяж	Цемент	СП, % Ц	МТК, % Ц	Свойства бетонных смесей				Свойства бетонов	
					$\tau^{3}_{22\text{-}18}$, мин	Водоот, %	$П_р$, %	tgφ	R_3, МПа	R_{28}, МПа
1	0,4	500	0,50	–	55	0,65	5,3	0,34	29,9	53,6
2	0,4	450	0,75	10	147	0,12	2,5	0,27	39,2	63,9

Примечание. В исследованиях использовали песок с $М_к$=2,0.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

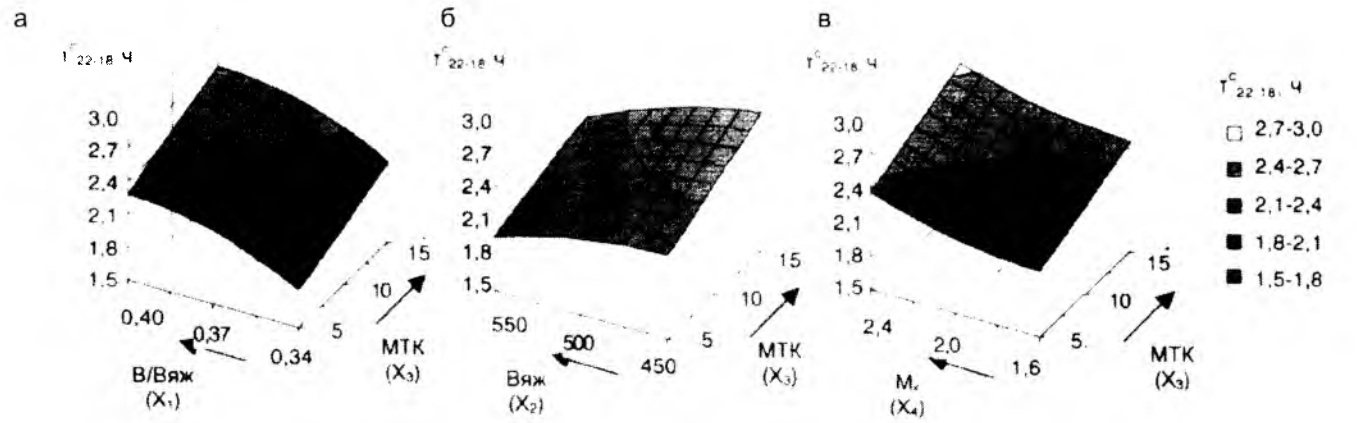


Рис. 1. Зависимость сохраняемости подвижности бетонных смесей от:

а – В/Вяж и содержания метакаолина (Вяж=500 кг/м^3; $M_к$=2,0); б – содержания вяжущего и содержания метакаолина (В/Вяж =0,37; $M_к$=2,0); в – модуля крупности песка и содержания метакаолина (В/Вяж =0,37, Вяж=500 кг/м^3)

подвижности в течение 2 ч незначительны. Замедление этапа коагуляционного структурообразования наблюдалось и при исследовании электропроводности цементных паст с добавкой ПФМ [9]. Смесь с ПФМ не имела также признаков водоотделения и растворотделения.

Как известно, водоотделение прямо связано с водоудерживающей способностью цементных паст и бетонных смесей. Как показано в [9], максимальное значение В/Вяж, характеризующее граничную водоудерживающую способность пасты в статическом состоянии при введении ПФМ, составляет около 2,5 $К_{н.г}$, что на 80 % больше, чем у цементных паст без добавок (1,65$К_{н.г}$). Метакаолин, благодаря развитой форме частиц, также интенсивно связывает воду, что обусловливает значительное снижение водоотделения смесей.

Важной особенностью литых бетонных смесей является возможность растворотделения [9, 10]. Показатель растворотделения, определенный по ГОСТ 10181, характеризует связность бетонной смеси после виброуплотнения. Литые же бетонные смеси либо не подлежат вибрированию, либо поддаются незначительному вибрационному влиянию. Кроме того, определение растворотделения по нормативной методике довольно трудоемко. Соотношение показателей tgφ и $П_р$ практически отвечает значениям, приведенным в [8]. Введение МТК позволяет получить бетонную смесь без признаков растворотделения.

Прочность бетона с ПФМ на сжатие превышает прочность бетона с СП в возрасте 3 сут на 30%, в 28 сут – на 20%, что обусловлено увеличением количества низкоосновных гидросиликатов кальция, уменьшением капиллярной пористости цементного камня при введении МТК, что подтверждено данными наших исследований [11, 12].

С целью более детального исследования влияния метакаолина на свойства бетонных смесей и бетонов был реализован эксперимент по четырехфакторному трехуровневому плану $В_4$, близкому к D-оптимальным [13]. Условия планирования были следующие:

водовяжущее отношение В/Вяж (В/(Ц+МТК)): X_1=(0,37±0,03);

содержание вяжущего Вяж (Ц+МТК): X_2=(500±50)кг/м^3;

содержание метакаолина МТК: X_3=(10±5)% массы вяжущего;

модуль крупности песка $М_к$: X_4=(2,0±0,4).

Начальная осадка конуса бетонных смесей составляла (22±1,5)см. Для ее достижения корректировали расход суперпластификатора.

На основе экспериментальных данных была получена экспериментально-статистическая модель (ЭСМ) сохраняемости в кодированных переменных и построены графики зависимости сохраняемости от исследуемых факторов:

$$\tau^c_{22\text{-}18} = 2,35 + 0,22x_1 - 0,18x_2 + 0,19x_3 + 0,14x_4 - 0,11x_1^2 - 0,07x_2^2 + 0,06x_4^2 - 0,05x_2x_3, \quad (3)$$

Как видно из рис. 1, при постоянном значении В/Вяж увеличение доли МТК в вяжущем от 5 до 15% приводит к увеличению сохраняемости ~ на 20...30 мин. Факторы x_1 и x_3 имеют наибольшее влияние на этот показатель. Известно, что при повышенных значениях В/Ц образуется экранирующая пленка из C_3SH_x – продукта гидратации C_3S, – замедляющая дальнейшую гидратацию цемента [14]. При перемешивании эта пленка разрушается, и гидратационные процессы интенсифицируются. Увеличение доли МТК ведет к повышению сохраняемости при любом расходе вяжущего в пределах интервала варьирования (рис. 1, *б*). Это обусловлено тем, что частицы метакаолина, адсорбируя воду и СП, в начальный момент времени тормозят процессы гидратации, ускоряющиеся при повторном перемешивании. В то же время увеличение расхода вяжущего в смеси приводит к интенсивной адсорбции СП на зернах цемента и метакаолина, что обусловливает уменьшение подвижности. При уменьшении модуля крупности песка, т.е при возрастании поверхности смачивания, наблюдается снижение сохраняемости. В

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

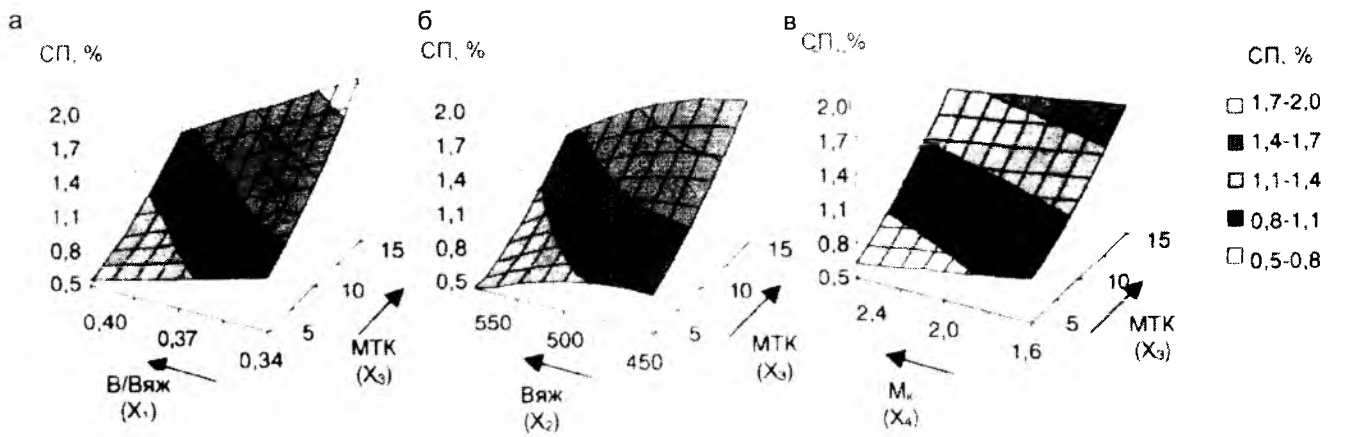


Рис. 2. Зависимость расхода суперпластификатора от:

а – В/Вяж и содержания метакаолина (Вяж=500 кг/м^3; $М_к$=2,0); б – содержания вяжущего и содержания метакаолина (В/Вяж =0,37; $М_к$=2,0); в – модуля крупности песка и содержания метакаолина (В/Вяж =0,37)

исследованном интервале значения сохраняемости изменяются от 1,58 ч (95 мин) при В/Вяж=0,34, Вяж=550 кг/м^3, МТК=5%, $М_к$=1,6 до 2,75 ч (165 мин) при В/Вяж=0,40, Вяж=550 кг/м^3, МТК=15%, $М_к$=2,4.

Введение в состав бетона тонкодисперсной добавки, даже взамен цемента, приводит к возрастанию водопотребности смеси. Поэтому для сохранения заданных значений ОК и В/Вяж необходимо увеличить расход СП. На основе экспериментальных данных было получено следующее уравнение регрессии расхода СП С-3 в зависимости от указанных факторов, % от массы вяжущего:

$$СП = 1,04 - 0,32x_1 - 0,26x_2 + 0,36x_3 - 0,13x_4 - 0,11x_2^2 + 0,08x_3^2 - 0,11x_1x_3 - 0,08x_2x_3, \quad (4)$$

На рис. 2 представлен график зависимости расхода СП от указанных факторов. Как видно из рис. 2, *а*, при высоком расходе МТК (15%) изменение В/Вяж более существенно влияет на дозировку СП, чем при низком расходе МТК. Как свидетельствует уравнение (4), возрастание доли метакаолина в вяжущем и В/Вяж наиболее существенно влияют на возрастание расхода СП. Так, при замене 5% цемента метакаолином изменение В/Вяж от 0,34 до 0,4 приводит к возрастанию дозировки СП от 0,54 до 1,05%, а при замещении 15% – к возрастанию расхода СП от 1,0 до 1,9% массы вяжущего. Зависимость, представленная на рис. 2, *б*, свидетельствует о большей чувствительности смесей с высоким содержанием вяжущего к изменениям дозировки СП, чем смесей с низким содержанием цемента и низким В/Ц. Так, при возрастании доли метакаолина от 5 до 15% содержание СП увеличивается от 0,45 до 1,0% при расходе вяжущего 550 кг/м^3, а при расходе вяжущего 450 кг/м^3 – от 0,83 до 1,7%. Возрастание расхода вяжущего приводит к уменьшению процентного содержания СП. Это согласуется с известными данными [15], согласно которым эффект использования СП более заметен в смесях с высоким расходом цемента. Уменьшение модуля крупности песка приводит к закономерному повышению содержания СП, поскольку при этом увеличивается поверхность смачивания смеси (рис. 2, *в*).

Минимальная дозировка СП составляет 0,2% при В/Вяж=0,4, Вяж=550кг/м^3, МТК=5%, $М_к$=2,4, максимальная – 2,26% при В/Вяж= =0,34, Вяж=450кг/м^3, МТК=15%, $М_к$=1,6.

Таким образом, совместное введение СП и МТК в состав ПФМ позволяет получить литые бетонные смеси с более стабильными показателями подвижности во времени, чем смеси без добавок, при условии повышения расхода СП.

Для исследуемых бетонных смесей водоотделение составляло < 0,2%, поэтому построение специальных количественных зависимостей для регулирования этого параметру в исследуемой области представлялось нецелесообразным. Для исследуемых смесей показатель растворотделения tgφ находится в пределах от 0,27 до 0,45, что свидетельствует об их высокой однородности.

На основе экспериментальных данных также были полученные адекватные при 95%-ной доверительной вероятности уравнения регрессии, которые характеризуют влияние исследуемых факторов на прочность бетона при сжатии:

$$R_3 = 41,6 - 8,0x_1 + 2,7x_2 + 0,9x_3 + 2,7x_4 - 1,0x_1^2 - 1,6x_2^2 - 1,5x_3^2 - 1,4x_4^2 + 1,5x_1x_2 + 1,0x_1x_3 + 1,2x_2x_3, \quad (5)$$

$$R_{28} = 76,5 - 9,9x_1 + 3,5x_2 + 2,0x_3 + 2,8x_4 - 3,0x_1^2 - 1,0x_2^2 - 4,2x_3^2 - 1,3x_4^2 - 0,9x_1x_2 + 1,5x_1x_3 + 2,7x_2x_3. \quad (6)$$

На рис. 3, *а* представлены графики зависимости прочности бетона на сжатие в возрасте 3 и 28 сут

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

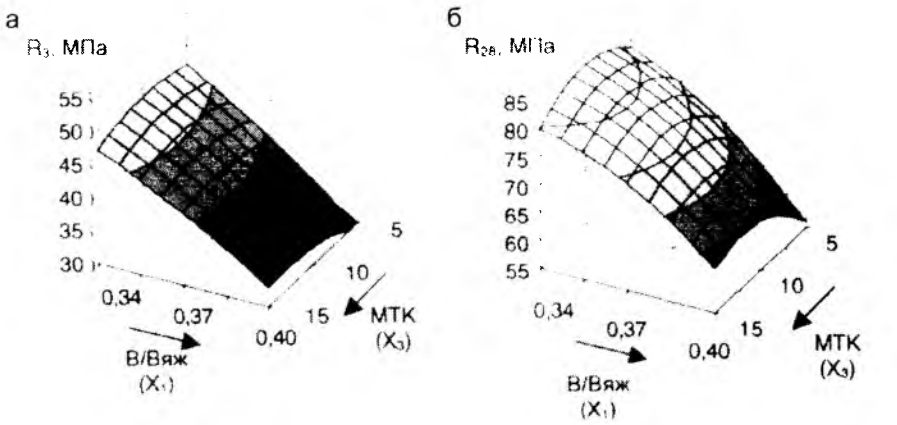


Рис. 3. Зависимость прочности бетона при сжатии от содержания метакаолина и В/Вяж (Вяж=500 кг/м^3, $M_к$=2,0) в возрасте, сут

а –3; б – 28

твердения от расхода метакаолина при изменении В/Вяж. Как видно из рисунка и уравнений (5),(6), в ранние сроки твердения прочность бетона незначительно зависит от изменения расхода МТК при остальных постоянных. В поздние сроки твердения зависимость прочности бетона от расхода МТК имеет экстремум, отвечающий максимальной прочности бетона; следует отметить, что при увеличении значения В/Вяж оптимальное содержание метакаолина возрастает. Такое явление можно объяснить соответствующим увеличением расхода воды, необходимой для прохождения реакций гидратации. И наоборот, в стесненных условиях гидратации (при низких значениях В/Вяж и высоких расходах МТК) воды в смеси может быть недостаточно для прохождения процесса гидратации. Вследствие активного связывания метакаолином $Ca(OH)_2$ и образования плотной мелкокристаллической структуры наблюдается возрастание прочности бетона. Однако при высоких расходах метакаолина (15% от массы вяжущего) частички метакаолина, не вступающие в реакцию, блокируют рост гидратных новообразований, что приводит к уменьшению прочности.

На рис. 4 представлены графики, характеризующие влияние содержания вяжущего и доли метакаолина в нем на прочность бетонов при сжатии. Увеличение общего расхода вяжущего приводит к повышению прочности, в особенности в поздние сроки твердения (28 сут). При этом влияние доли метакаолина в вяжущем на прочность также носит экстремальный характер. Значения экстремума возрастают при увеличении расхода вяжущего. Так, при Вяж=450 кг/м^3 максимальное значение прочности достигается при замещении 10% цемента МТК, а при Вяж=550 кг/м^3 – при замещении 13%. Это обусловлено тем, что при низком расходе вяжущего замещение значительной доли цемента МТК предопределяет дефицит цемента, необходимого для образования $Ca(OH)_2$, способного вступать во взаимодействие с МТК. Следует отметить, что при минимальном содержании метакаолина (5%) увеличение расхода вяжущего незначительно влияет на изменение прочности, при переходе из нижнего на верхний уровень варьирования это различие становится более заметным. Также следует отметить практически одинаковую прочность бетонов при Вяж= 500...550кг/м^3, доля МТК в котором составляет 5%. Это явление обусловлено тем, что при повышении расхода цемента (свыше 500 кг/м^3 – по данным [16]) возрастает толщина цементного клея на зернах заполнителя. В местах контакта зерен заполнителя и цемента появляются новообразования с прочной кристаллической структурой. По мере увеличения расстояния от места контакта прочность склеивания уменьшается.

На рис. 5 представлены графики, характеризующие влияние модуля крупности песка и содержания МТК на прочность бетона. Следует отметить, что характер кривых не изменяется с изменением модуля крупности песка. В ранние сроки твердения изменение содержания МТК незначительно влияет на прочность бетона. При других постоянных условиях максимальные значения прочности бетона наблюдаются при замещении 11...12% вяжущего МТК при любой крупности использованного песка. Известно, что уменьшение модуля крупности песка, т.е. по сути возрастание поверхности сцепления мелкого заполнителя с цементом при постоянном В/Ц приводит к увеличению прочности бетона [16]. В особенности возрастает прочность контактной зоны при введении активных кремнеземистых минеральных добавок [17]. Однако в случае увеличения водопотребности сме-

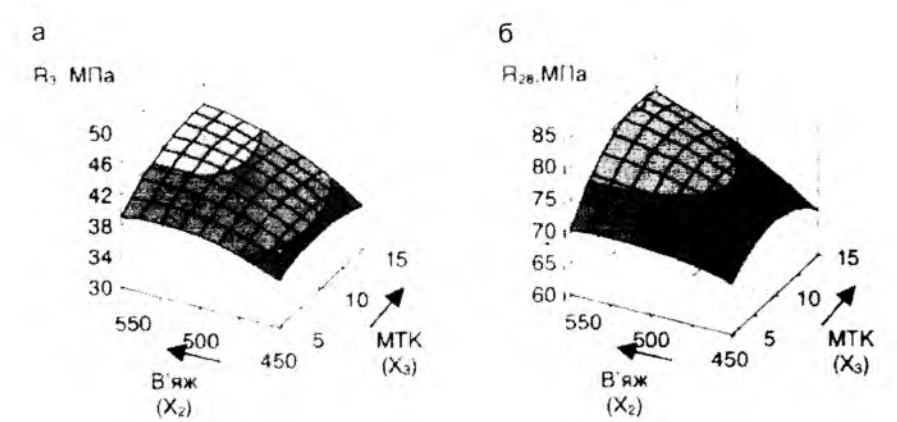


Рис. 4. Зависимость прочности бетона при сжатии от содержания метакаолина и содержания вяжущего (В/Вяж=0,37, $M_к$=2,0) в возрасте, сут

а – 3; б – 28

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

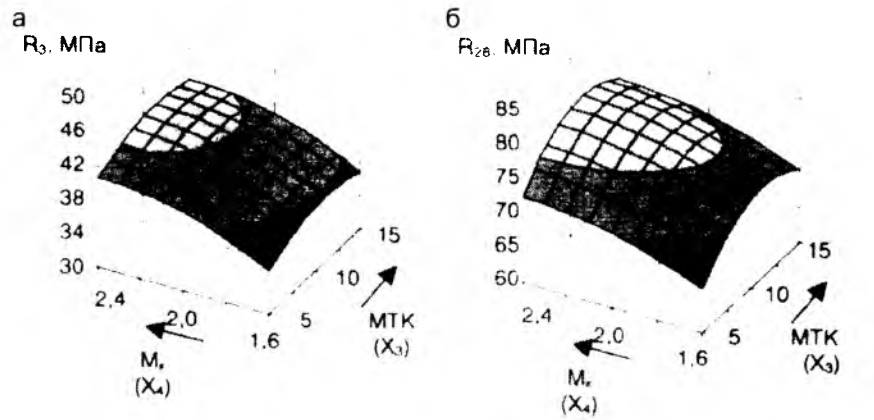


Рис. 5. Зависимость прочности бетона при сжатии от содержания метакаолина и модуля крупности песка (В/Вяж=0,37, Вяж =500 кг/м³), сут

а – 3; б – 28

си (в данном случае - расхода СП), к которому закономерно приводит уменьшение модуля крупности песка, наблюдается противоположный эффект. Это может быть также обусловлено большим количеством пылеватых частичек в песке, негативно влияющих на прочность.

В целом диапазон прочности бетона при сжатии в возрасте 28 сут колеблется в пределах от 52,2 до 88,2МПа.

Таким образом, на основе приведенных экспериментальных данных можно сделать вывод о том, что оптимальное содержание МТК, с точки зрения достижения максимальной прочности, составляет 10...13% от массы вяжущего в зависимости от остальных факторов.

На основании получения ЭСМ разработан метод подбора состава высокопрочного бетона с ПФМ, изготовленного из литых смесей. При применении последних в условиях монолитно-каркасного домостроения необходимо дополнительно обеспечить сохраняемость подвижности смесей, достаточную для транспортирования и укладывания смесей в конструкцию. Таким образом, задача оптимизации состава литых высокопрочных бетонов с добавкой ПФМ на основе СП и МТК состоит в минимизации стоимости бетона при обеспечении сохраняемости подвижности смесей $т^{c}_{22\text{-}18}$ и прочности бетонов на сжатие в проектном возрасте.

Известно, что стоимость цемента, добавок СП и МТК намного превышает стоимость заполнителей. Таким образом, минимизация стоимости бетона фактически означает минимизацию стоимости вяжущего $C_{Вяж}$, к которому условно причисляем МТК и СП:

$$C_{Вяж} = C_{Ц}\cdot Ц + C_{СП}\cdot СП + \\ + C_{МТК}\cdot МТК \rightarrow \min, \qquad (7)$$

где $C_{Ц}$, $C_{СП}$, $C_{МТК}$ – соответственно стоимость цемента, суперпластификатора и метакаолина, долл./кг; Ц, СП, МТК – соответственно расход цемента, суперпластификатора и метакаолина, кг/м³.

По зависимости целевой функции $C_{Вяж}$ от содержания МТК и диаграммам, полученным с помощью моделей типа (3) –(6), может быть найдено минимальное количество метакаолина и суперпластификатора для конкретных условий изготовления бетона (в том числе при изменении модуля крупности песка) с учетом необходимой сохраняемости подвижности смеси, прочности бетона и других показателей качества.

Методику расчета рассмотрим на примере определения состава бетона при обеспечении $т_{22\text{-}18}\geq 2$ ч и R_{28}=80 МПа. Модуль крупности песка $M_к$=2,0.

1. Функции ограничений (3) и (6) при $т_{22\text{-}18}$=2 ч и R_{28}=80 МПа будут иметь следующий вид:

$$2=2{,}35 + 0{,}22x_1 - 0{,}18x_2 + \\ + 0{,}19x_3 - 0{,}11x_1x_2 - 0{,}07x_2^2 - \\ - 0{,}05x_2x_3,$$

$$80 = 76{,}5 - 9{,}9x_1 + 3{,}5x_2 + \\ + 2{,}0x_3 - 3{,}0x_1^2 - 1{,}0x_2^2 - \\ - 4{,}2x_3^2 - 0{,}9x_1x_2 + 1{,}5x_1x_3 + \\ + 2{,}7x_2x_3.$$

2. Стабилизируем значение фактора x_3 на среднем уровне (МТК=10% Вяж), тогда вышеприведенные уравнения перепишем в виде:

$$0{,}35 + 0{,}22x_1 - 0{,}18x_2 - \\ - 0{,}11x_1x_2 - 0{,}07x_2^2 = 0,$$

$$-3{,}5 - 9{,}9x_1 + 3{,}5x_2 - 3{,}0x_1^2 - \\ - 1{,}0x_2^2 - 0{,}9x_1x_2 = 0.$$

3. Строим изолинии $т^{c}_{22\text{-}18}$ и R_{28} в зависимости от факторов x_1 и x_2 (рис. 6) и определяем область возможных вариантов решений (заштрихованный участок, рис. 6)

4. В точках на границе эксперимента (рис. 6) по уравнению (4) находим расход СП и определяем значение Ц, СП и МТК в кг.

5. По формуле (7) находим в каждой точке стоимость вяжущего. Стоимость вяжущего в точках на пересечении границы области возможных решений и области значений факторов x_1 и x_2 представлены на рис. 6. Как видно из рисунка, минимальная стоимость вяжущего будет находиться в точке на границе допустимой области с коорди-

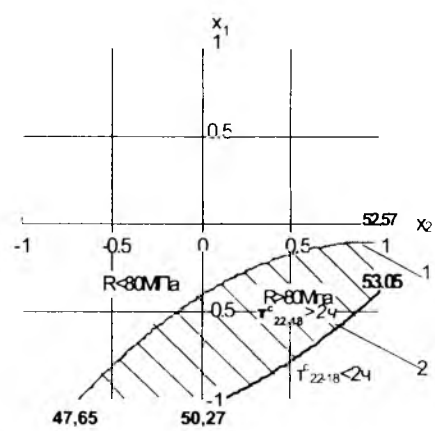


Рис. 6. Графический метод поиска допустимой области решений задачи при X_3=0, X_4=0:

1 – линия уровня функции R_{28}=80 МПа; 2 – линия уровня функции $т^{c}_{22\text{-}18}$=2 ч

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

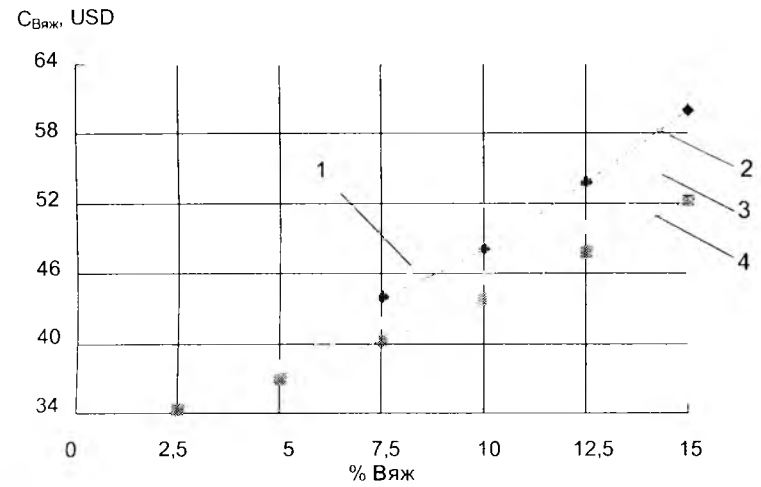


Рис.7. Зависимость стоимости вяжущего от стоимости метакаолина (при $\tau^{c}_{22\text{-}18} \geq 2$ ч)

1 – линия минимальной стоимости; 2 – линия R_{28}=80 МПа; 3 – линия R_{28}=70 МПа; 4 – линия R_{28}=60 МПа

натами (-0,68; -1), которая принадлежит линии уровня функции R_{28}.

Аналогично можем провести расчет для других значений R_{28}. На рис.7 представлена зависимость минимальной стоимости вяжущего от содержания МТК и линия минимальной стоимости при условии достижения заданной прочности, по которым можем найти минимально необходимую долю метакаолина в вяжущем.

Таким образом, для достижения прочности на сжатие R_{28}=80 МПа и $\tau \geq 2$ч минимальная стоимость вяжущего будет обеспечиваться при расходе МТК 7,5% от массы вяжущего (35 кг/м^3). Расход СП при этом будет составлять, по уравнению (4), 1,17% от массы вяжущего.

Зная расход цемента, метакаолина и В/Вяж, находим объем вяжущего, кг/м^3 по формуле:

$$V_{Вяж} = В + Ц/\rho_{ц} + МТК/\rho_{МТК}, \quad (8)$$

где $\rho_{ц}$ и $\rho_{МТК}$ – соответственно истинная плотность цемента и метакаолина, кг/м^3.

Расход песка и щебня находим по известным формулам [18].

Таким образом, на основании результатов лабораторных исследований получены экспериментально-статистические модели свойств бетонных смесей и бетонов с ПФМ, содержащим метакаолин. При использовании данных моделей можно подобрать состав бетона, имеющего минимальную стоимость при обеспечении необходимых показателей качества.

Библиографический список

1. Caldarone M. A., Gruber K. A., Burg R. G. High-reactivity metakaolin: a new generation mineral admixture // Conc. Int. – 1994. – № 11. - P. 37-40.

2. Dehn F. Heller hochfester Beton unter Verwendung von Metakaolin // Lacer. – 2000. – № 5. – Z. 141-146.

3. Батудаева А.В., Кардумян Г.С., Каприелов С.С. Высокопрочные модифициро ванные бетоны из самовыравнивающихся смесей. // Бетон и железобетон. – 2005. - №4. – С. 14-18.

4. Рунова Р.Ф., Троян В.В. Дрібнозернисті сухі бетонні суміші для підлог.// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. - Вип.13.- С. 79-86. 5. ТУ У В.2.7-16403272.005-99. Метакаолін. Технічні умови.

6. Бруссер М.И., Высоцкий СА., Царик А.М. Определение сохраняемости удобоукладываемости бетонных смесей // Бетон и железобетон. – 1989. – № 3. – С. 9-11.

7. Временная инструкция по применению литых бетонов в энергетическом строительстве: ВСН-27-81: Утв. Главниипроекта 10.06.1981. – М., 1981 – 46 с.

8. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л., Корнейчук Ю.А. Эффективные цементно-зольные бетоны. – Ровно, 1998. – 196 с.

9. Дворкин Л.И., Кизима В.П. Эффективные литые бетоны. – Львов: Вища шк. Изд-во при Львов. ун-те, 1986. – 144 с.

10. Затворницкая Т.А., Коняева С.А., Микулович Б.Ф. Литые бетоны в гидроэнергетическом строительстве. – М.: Энергия, 1974. – 112 с.

11. Лушнікова Н.В., Скрипник І.Г. Особливості початкового структуроутворення цементних систем з добавкою ПФМ на основі метакаоліну та суперпластифікатору // Вісник НУВГП: Зб. наук. праць. – Рівне, 2004. – Ч. 2., вип. 4(28). – С. 137-145.

12. Дворкин Л.И., Кириченко И.О., Лушникова Н.В. Свойства цементного камня с комплексной добавкой на основе метакаолина//Сб. докладов VI международной конференции "Дни современного бетона". – Запорожье: ООО "Релаксол", 2004. – С. 215-219.

13. Рекомендации по применению методов математического планирования эксперимента в технологии бетона. – М.:НИИЖБ, 1982. – 103 с.

14. Колоусек Г.Л. Процессы гидратации на ранних стадиях твердения цемента.– Сб. трудов VI международного конгресса по химии цемента. – М.: Стройиздат, 1976. – Т. 2. – Кн.2. – С. 65-79.

15. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. – М.: Технопроект, 1998. – 768 с.

16. Десов А.Е. Некоторые вопросы структуры, прочности и деформации бетонов.// Структура, прочность и деформации бетонов./ Под ред. А.Е. Десова. – М.: Изд-во лит. по стр-ву, 1966. – С. 4-59.

17. Bentz D. P., Garboczi E. J. Simulation studies of the effects of mineral admixtures on the cement paste – aggregate interfacial zone // ACI Mater. J. – 1991. – № 8. – P. 518-529.

18. Сизов В.П. Проектирование составов тяжелого бетона. – М.: Стройиздат, 1979. – 144 с

Поправка

В статье «К проектированию зданий из железобетона с учетом защиты от прогрессирующего обрушения» (авторы И.Н.Тихонов, М.М.Козелков, А.Р.Демидов, «Бетон и железобетон», N 6, 2006, стр. 6 – 10) неверно записана формула (3). Ее следует читать так:

$$K_{pl} = \frac{\varepsilon_{bmd}\omega_d E_s (0.78 - \xi_d)}{(R_{sd} + 0.002E_s)\xi_d}$$

Редакция приносит авторам свои извинения.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

М.Б.КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация ЗАО)

Связь программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" с программными комплексами SCAD и Лира

В [1, 2] описана программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций по СНиП 2.03.01-84* [3], СНиП 52-01-2003 [4] и Своду Правил СП 52-101-2003 [5].

В настоящей статье представлена новая версия программы 3.1, позволяющая рассчитывать железобетонные конструкции (подбирать или проверять армирование) по усилиям, полученным с помощью программных комплексов (ПК) SCAD и Лира. Расчет проводят по [3] или [4,5].

Вначале выполняют автоматическое считывание в программу "ОМ СНиП Железобетон" результатов, полученных в ПК SCAD или Лира. Передается информация о геометрии конструкции, жесткостях конечных элементов и о значениях усилий в элементах в каждом загружении. Графический блок программы позволяет просматривать исходные данные и результаты во всей конструкции или в отдельных ее частях. Организован интерфейс между графическим и расчетным блоками программы.

Программа состоит из следующих основных разделов.

1. УСЛОВИЯ РАСЧЕТОВ

Здесь указывают, какие из расчетов необходимо выполнить. Предусмотрены следующие виды расчетов:

прочности и/или трещиностойкости нормальных и/или наклонных сечений (трещиностойкость наклонных сечений проверяют только по [3]);

деформативности железобетонных элементов;

устойчивости против прогрессирующего обрушения в соответствии с действующими документами, например, [6];

При необходимости определяют расходы материалов и стоимости всей конструкции и/или отдельных ее частей.

Возможна корректировка отдельных загружений, считанных из ПК, – исключение, объединение загружений, умножение усилий на постоянные коэффициенты.

2. ЭЛЕМЕНТЫ

Здесь пользователь может просмотреть информацию, считанную из ПК, – номера и координаты узлов, номера конечных элементов (плоских и пространственных стержней, оболочек, балок-стенок), характеристики жесткостей конечных элементов.

Для расчета продольного армирования отдельные сечения объединяют в группы сечений с одинаковым армированием. Каждая группа содержит одно или несколько сечений.

Для расчета поперечного армирования конечные элементы объединяют в конструктивные элементы. Если несколько конструктивных элементов имеют одинаковое поперечное армирование, их объединяют в группы конструктивных элементов.

3. НАГРУЗКИ

Каждому загружению сопоставляют определенный вид нагрузки. Классификация нагрузок принята в соответствии со СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия" [7]. Рассмотрены следующие виды нагрузок: постоянные; временные с двумя нормативными значениями, кроме крановых; длительные; кратковременные; крановые; особые, кроме сейсмических; сейсмические. В каждом загружении указывают коэффициент надежности по нагрузке. Для нагрузок с двумя нормативными значениями указывают длительную часть.

Составляют матрицу допустимых сочетаний нагрузок. Матрица имеет треугольный вид. Ее элементами являются единицы или нули, если нагрузки, относящиеся к соответствующим строкам и столбцам, могут или не могут действовать одновременно.

4. УСИЛИЯ

Для конструкции указывают уровень ответственности по назначению (в соответствии с Приложением 7 к [7]) и в необходимых случаях коэффициент надежности по ответственности.

Считанные из ПК значения усилий в стадии эксплуатации и для расчетов устойчивости против прогрессирующего обрушения представлены в таблицах. Возможна сортировка усилий по загружениям, сечениям их действия, значениям каждого из усилий.

Если усилия определены расчетом по недеформируемой схеме, элементы, в которых действует сжимающая продольная сила, объединяют в группы с одинаковыми условиями учета продольного изгиба.

5. АРМАТУРА

При подборе арматуры в группах сечений с одинаковым продольным армированием расставляют арматурные стержни, указывая их координаты в бетонном сечении. Цель расчетов состоит в определении диаметров арматурных стержней так, чтобы выполнялись все необходимые требования нормативных документов при минимальной площади сечения арматуры.

Предусмотрено, что подбираемые диаметры могут быть одинаковыми или разными. В последнем случае стержни делят на две группы, в каждой из которых диаметры одинаковы, но диаметры стержней каждой из групп в общем случае различны.

В сечениях часть арматуры может быть установлена заранее. Такой прием удобен при подборе арматуры в плитах, когда заранее устанавливают "фоновую" арматуру и дополнительно к ней подбираемую.

При проверке вся продольная арматура является установленной.

Для подбираемой поперечной арматуры указывают класс и диаметр, необходимые для определе-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ния расходов материалов и стоимости.

6. БЕТОН

В программе предусмотрена возможность учета групп по бетону. К каждой группе относят конечные элементы с одинаковыми характеристиками бетона – видом, классом, условиями работы. Считается, что все конечные элементы одинаковой жесткости должны принадлежать одной группе по бетону. Для каждой группы указывают все необходимые характеристики бетона.

7. ПРОГИБ

Конструктивные элементы, для которых определяют прогиб, объединяют в группы с одинаковыми условиями определения предельного допустимого прогиба по [7]. Для каждой группы указывают виды конструкций и условия работы (табл. 19 [7]).

8. СТОИМОСТИ

Указывают единичные стоимости материалов "в деле" – 1 м^3 бетона и 1 т арматуры. Стоимость бетона в каждой группе по бетону может быть различной. Стоимость арматуры зависит от ее класса и диаметра стержней.

9. РАСЧЕТЫ

Могут быть проведены все расчеты или отдельные их виды – нормальных и/или наклонных сечений по прочности и/или трещиностойкости, деформативности, стоимости. Для расчета нормальных сечений могут быть выбраны отдельные группы сечений с одинаковым продольным армированием, при расчете наклонных сечений и прогибов - отдельные группы конструктивных элементов, при расчете стоимости - отдельные фрагменты конструкции.

При подборе арматуры вычисляют наиболее опасные сочетания усилий, диаметры стержней продольной арматуры, интенсивность хомутов, стоимости.

При проверке вычисляют наиболее опасные сочетания усилий и определяют, выполнены ли требований к прочности, жесткости и трещиностойкости.

Программа дает возможность подобрать минимальное армирование при нескольких расчетах одной и то же конструкции, выполненных при различных геометрических схемах, например, при наличии нескольких карстовых воронок.

ПК SCAD и Лира также позволяют проводить подбор или проверку армирования. Однако при этом ряд положений [3, 5] нарушается. Кроме того, программа "ОМ СНиП Железобетон" предоставляет пользователю более широкие возможности для расчетов. Приведем некоторые примеры, рассматривая ПК SCAD и связанную с комплексом программу Арбат.

1. СОЧЕТАНИЯ УСИЛИЙ

При определении РСУ ПК SCAD в общем случае пропускает наиболее опасные сочетания усилий, дающие максимальное армирование. Этот вопрос подробно рассмотрен в [8]. В последней версии ПК SCAD 11.1 в дополнение к старой использована новая процедура определения РСУ. Однако основной критерий отбора и в старой, и в новой процедуре одинаков: наиболее опасными считают сочетания, дающие экстремальные значения напряжений в определенных точках сечения. Этот критерий для железобетонных конструкций использовать нельзя, поскольку при уменьшении сжимающих напряжений в сечении армирование может увеличиться. Приведенные в [8] примеры, в которых ПК SCAD пропускает наиболее опасные сочетания усилий, остаются справедливыми и для версии 11.1.

2. ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

В SCAD при расчетах нормальных сечений рассматривается "размазанная" (равномерно распределенная по контуру) арматура, что не позволяет использовать зависимости между напряжениями и деформациями, принятые в [3] и [5]. В формулах (67) [3] и (6.42) [5], характеризующих эти зависимости, напряжения определены только для каждого i-го дискретного арматурного стержня. Определить напряжения для "размазанной" арматуры по этим формулам нельзя.

Кроме того, при расчетах нормальных сечений по [3] требуется определять положение границы сжатой зоны бетона, а ПК SCAD этого не делает. При расчетах в соответствии с [5], по усмотрению пользователя, может быть использована одна из диаграмм состояний бетона – двухлинейная или трехлинейная. В ПК SCAD возможность выбора отсутствует, и какая диаграмма используется, остается неясным.

В версии ПК SCAD 11.1 предусмотрена расстановка дискретной арматуры, однако это делается по результатам определения площади "размазанной" арматуры

3. ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

При расчете на поперечную силу по [3] необходимо определять длины проекций наиболее опасного наклонного сечения c и наиболее опасной наклонной трещины c_0; при расчетах по [5] требуется определять длину проекции наиболее опасного наклонного сечения c. Для этого необходимо рассматривать конструктивные элементы, состоящие из нескольких конечных элементов. Ни одна из этих процедур в ПК SCAD не реализована. Поперечная сила определяется не в конструктивном, а отдельно в каждом конечном элементе.

В программе Арбат строятся кривые взаимодействия, ограничивающие область несущей способности сечения. Например, при расчетах по [3] для нормальных сечений строятся кривые взаимодействия в осях N (продольная сила) – Q (поперечная сила). В действительности по [3] поперечная сила никакого влияния на прочность нормального сечений не оказывает. Значение Q учитывают только при расчете наклонного сечения, а для этого необходимо знать распределение нагрузки по длине элемента. Таких данных в программу не вводят, а без них вычислить значения c и c_0 нельзя. В результате информация о влиянии поперечной силы Q на прочность оказывается недостоверной.

4. ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ

При подборе арматуры в нормальных сечениях по трещиностойкости, в соответствии с [3], необходимо знать диаметры продольной арматуры. ПК SCAD эти диаметры не определяет, поскольку рассматривает "размазанную" арматуру. Пользователь должен задавать диаметры заранее, не имея никакой информации. В общем случае правильно "угадать" диаметры арматуры невозможно. Достоверный расчет трещиностойкости сечения, в котором подбирается или установлена арматура нескольких разных

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

диаметров, по ПК SCAD вообще невозможен.

В соответствии с табл. 1, 2 [3], к трещиностойкости конструкций без предварительного напряжения предъявляют требования 3-й категории. ПК SCAD и программа Арбат, нарушая это положение, позволяют предъявлять к трещиностойкости этих конструкциям требования 1-й категории.

5. ДЕФОРМАТИВНОСТЬ

В ПК SCAD не предусмотрен расчет деформативности элементов с учетом трещинообразования. Такой расчет выполняется в программе Арбат. Однако получаемые результаты нельзя признать достоверными, поскольку не учитываются рекомендации табл. 19 [7], регламентирующие нагрузки, которые нужно прикладывать при определении вертикальных прогибов. Например, при расчете элементов покрытий и перекрытий, открытых для обзора (п. 2а табл. 19), учитывают только постоянные и временные длительные нагрузки (без кратковременных), а при расчете покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними (п. 2б табл. 19) – все нагрузки (в том числе кратковременные).

6. СОПРОТИВЛЕНИЯ АРМАТУРЫ

В ряде случаев ПК SCAD не позволяет правильно назначить расчетные сопротивления арматуры. Согласно табл. 22*, 23 [3], расчетные сопротивления растяжению и сжатию арматуры некоторых классов зависят от диаметров. При "размазанной" арматуре конкретные диаметры учесть нельзя. Не учитывается, что расчетное сопротивления поперечной арматуры класса A-III зависит от того, используют ли ее в сварных каркасах, в которых диаметр поперечной арматуры меньше 1/3 диаметра продольных стержней (см. примечание к табл. 22* [3]). Не учитывается также, что расчетное сопротивления поперечной арматуры класса Bp-I зависит от того, используют ли ее в вязаных каркасах (см. примечание к табл. 23 [3]).

Согласно п. 2.19е [3], в ненапрягаемых конструкциях продольная высокопрочная арматура классов A-V, A-VI, Ат-VII может быть использована только как сжатая. Это объясняется тем, что, как известно, трещиностойкость ненапрягаемых конструкций с высокопрочной растянутой арматурой обеспечить нельзя. Между тем в нарушение указанного требования ПК SCAD допускает использовать высокопрочную арматуру и как растянутую.

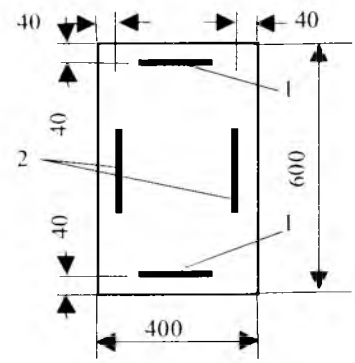
7. ФОРМЫ СЕЧЕНИЙ

ПК SCAD рассматривает ограниченное число сечений – прямоугольные, тавровые, двутавровые, круглые и кольцевые. Между тем документы [3, 5] позволяют использовать сечения любой произвольной формы: [3] для расчета прочности нормальных сечений; [5] для расчета прочности и трещиностойкости нормальных сечений, а также для расчета деформативности. Эту возможность реализует программа "ОМ СНиП Железобетон".

8. УНИФИКАЦИЯ

Для всех элементов, входящих в группу унификации, ПК SCAD подбирает одинаковую как продольную, так и поперечную арматуру. Между тем при подборе продольной арматуры, как правило, целесообразно делить элементы на группы унификации иначе, чем при подборе поперечной арматуры. Программа "ОМ СНиП Железобетон" позволяет сделать это.

Перечисленные несоответствия оказывают существенное влияние на результаты расчетов. Рассмотрим следующий пример. Требуется подобрать продольную арматуру в железобетонном элементе прямоугольного сечения 400x600 мм (см. рисунок). Элемент работает на внецентренное сжатие: N = 100 т; M = 3 тм; коэффициенты надежности по нагрузке и учета длительности нагрузки γ_{b2} равны соответственно 1.1 и 0.9; конструкция статически неопределимая, сборная.



Сечение элемента

1 – арматура 1-й группы (AS1); 2 – арматура 2-й группы (AS3)

Принято симметричное армирование сечения из арматуры класса A-III (A400). Стержни у стороны сечения 400 мм относятся к 1-й группе, стержни у стороны 600 мм - ко 2-й группе. Диаметры стержней каждой группы одинаковы. В ПК SCAD площади сечения стержней 1-й и 2-й групп обозначены соответственно AS1 и AS3.

Конструкция относится к 3-й категории трещиностойкости и эксплуатируется в закрытом помещении при естественной влажности. Расчеты проводили в соответствии с документами [3] и [5] по ПК SCAD версии 11.1, программам Арбат версии 5.1.0.1 и "ОМ СНиП Железобетон" версии 3.1 (при трехлинейной диаграмме состояния бетона). Результаты представлены в таблице.

Выполнено 8 вариантов расчетов, в которых менялись физическая и расчетная длины элемента (1 м или 5 м), класс бетона (B20 или B60), учитывались или не учитывались требования к трещиностойкости. Условия расчетов указаны в первом столбце таблицы. Использованы следующие обозначения: (1, B20, нет) – длина 1 м, класс бетона B20, требования к трещиностойкости не учитывались; (5, B60, да) – длина 5 м, класс бетона B60, требования к трещиностойкости учитывались и т.п.

В результате расчетов по ПК SCAD получены диаметры стержней арматуры только 1-й группы (AS1). По программе Арбат получены площади стержней арматуры 1-й и 2-й групп (AS1 и AS3); далее подобраны диаметры (два стержня для AS1 и один стержень для AS3) так, чтобы площадь сечения была не менее полученной по расчету и минимально отличалась от нее.

В соответствии с этим расчеты по программе "ОМ СНиП Железобетон" проводили два раза – при числе стержней в ПК SCAD и программе Арбат. В таблице эти расчеты соответственно озаглавлены "ОМ СНиП Железобетон (1)" и "ОМ СНиП Железобетон (2)". Расчеты по программе Арбат в соответствии с [5] в вариантах 1-4 не проводили, поскольку в этом случае требования

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Результаты расчетов - диаметры и площади сечения арматурных стержней

№ № варианта и условия расчетов	Нормативный документ	Программа							
		ПК SCAD		ОМ СНиП Железобетон (1)		Арбат		ОМ СНиП Железобетон (1)	
		Характеристики арматуры							
		Диаметры, мм	Площадь сечения, см^2	Диаметры, мм	Площадь сечения, см^2	Диаметры, мм	Площадь сечения, см^2	Диаметры, мм	Площадь сечения, см^2
1 (1, B20, нет)	[3]	2∅25	9.8	2∅22	7.6	2∅25+1∅12	10.9	2∅22+1∅6	7.9
	[5]	2∅25	9.8	2∅22	7.6	-	-	2∅22+1∅6	7.9
2 (1, B60, нет)	[3]	2∅16	4.0	2∅14	3.1	2∅25+1∅12	10.9	2∅8+1∅14	2.5
	[5]	2∅18	5.1	2∅14	3.1	-	-	2∅12+1∅6	2.5
3 (5, B20, нет)	[3]	2∅28	12.3	2∅25	9.8	2∅25+1∅25	14.7	2∅25+1∅6	10.1
	[5]	2∅28	12.3	2∅25	9.8	-	-	2∅25+1∅6	10.1
4 (5, B60, нет)	[3]	2∅20	6.3	2∅16	4.0	2∅25+1∅25	14.7	2∅14+1∅10	3.9
	[5]	2∅20	6.3	2∅16	4.0	-	-	2∅14+1∅10	3.9
5 (1, B20, да)	[3]	3∅20	9.4	3∅20	9.4	2∅20	6.3	2∅22+1∅10	8.4
	[5]	4∅20	12.6	4∅18	10.2	2∅25+1∅18	12.4	2∅25+1∅6	10.1
6 (1, B60, да)	[3]	3∅20	9.4	3∅18	7.6	2∅20	6.3	2∅18+1∅12	6.2
	[5]	3∅20	9.4	3∅16	6.0	2∅25+1∅18	12.4	2∅16+1∅6	4.3
7 (5, B20, да)	[3]	4∅18	10.2	3∅20	9.4	2∅22	7.6	2∅25+1∅6	10.1
	[5]	4∅20	12.6	4∅18	10.2	2∅25+1∅22	13.6	2∅25+1∅6	10.1
8 (5, B60, да)	[3]	3∅20	9.4	3∅18	7.6	2∅20+1∅14	7.8	2∅18+1∅12	6.2
	[5]	3∅20	9.4	3∅16	6.0	2∅25+1∅22	13.6	2∅16+1∅10	4.8

к трещиностойкости программа учитывает всегда.

Рассмотрим полученные результаты.

1. В вариантах 1 и 5 [3] при расчетах по ПК SCAD получено, что площадь сечения арматуры равна соответственно 9.8 см^2 (2∅25) и 9.4 см^2 (3∅20). Таким образом, при дополнительном учете условий трещиностойкости в варианте 5 площадь сечения арматуры уменьшается. При расчете по программе "ОМ СНиП Железобетон (1)" площадь сечения арматуры в вариантах 1 и 5 равна соответственно 7.6 см^2 (2∅22) и 9.4 см^2 (3∅20), т.е. при учете условий трещиностойкости, как и должно быть, площадь возрастает.

2. В вариантах 5 и 6 [3] при расчетах по ПК SCAD площадь сечения арматуры оказалась равной 9.4 см^2 (3∅20), т.е. класс бетона (B20 или B60) не повлиял на армирование. Если же рассмотреть площадь сечения AS1+AS3 исходной "размазанной" арматуры, по которой определяли конкретные диаметры, то в вариантах 5 и 6 площадь оказывается соответственно равной 7.02+1.76 и 7.30+1.76 см^2, т.е. площадь возрастает при повышении класса бетона. Ясно, что при прочих одинаковых условиях повышение класса бетона не может привести к увеличению армирования. При расчетах по программе "ОМ СНиП Железобетон (1)" в вариантах 5 и 6 площадь сечения арматуры составляет 9.4 см^2 (3∅20) и 7.6 см^2 (3∅18), т.е. площадь уменьшается при повышении класса бетона.

3. Сравнение вариантов 1-2, 3-4, 5-6 при расчетах по программе Арбат показывает, что класс бетона (B20 или B60) и здесь не влияет на армирование. В варианте 8 [3] при классе бетона B60 армирования требуется даже больше, чем в варианте 7 при классе бетона B20. При расчетах по программе "ОМ СНиП Железобетон (2)" во всех случаях при возрастании класса бетона армирование существенно уменьшается.

4. Для одинаковых условий расчета во многих случаях по ПК SCAD получают значительно меньшее армирование, чем по программе Арбат. Например, в вариантах 2 [3], 4 [3] и 8 [5] разница составляет соответственно 2.7, 2.3 и 1.5 раза. В [9] один из разработчиков ПК SCAD рекомендует использовать программу Арбат для проверки правильности расчетов по ПК SCAD. Если следовать этой рекомендации, то необходимо признать, что в большинстве случаев армирование, полученное по ПК SCAD, необходимо увеличивать. В то же время есть результаты и прямо противоположные. Например, в варианте 6 [3] по программе Арбат арматуры требуется в 1.5 раза меньше, чем по ПК SCAD. В общем же из рассмотренных вариантов нельзя указать ни одного, в котором результаты по ПК SCAD и программе Арбат совпадают.

5. Армирование, получаемое по программе "ОМ СНиП Железобетон", существенно отличается от полученного по ПК SCAD и программе Арбат. Например, по программе Арбат в вариантах 2 [3] и 6 [5] площадь сечения арматуры оказывается соответственно в 4.4 и 2.9 раза

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

больше, а в вариантах 5 [3] и 7 [3] в 1.3 раза меньше, чем по программе "ОМ СНиП Железобетон". Правильность расчетов по программе "ОМ СНиП Железобетон" можно проверить "вручную", поскольку программа дает высоту сжатой зоны бетона x при расчетах по [3] или значения кривизн $1/r_x, 1/r_y$ и относительной деформации центра тяжести сечения ε_0 при расчетах по [5]. Например, для варианта 2 [3] x =73 мм.

Вывод

Программа "ОМ СНиП Железобетон" версии 3.1 позволяет подбирать или проверять армирование по усилиям, полученным с помощью программных комплексов SCAD и Лира. Преимущества такого подхода состоят в том, что, по сравнению с программными комплексами, появляются дополнительные возможности расчета, и получаемые результаты соответствуют требованиям действующих нормативных документов.

За дополнительной информацией и по вопросам приобретения программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" просьба обращаться в НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ ЗАО
тел., факс (495) 124-2425,
e-mail: krakov@dataforce.net.

Библиографический список

1. **Краковский М.Б.** Программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ // Бетон и железобетон. – 2001. № 2. – с. 9-12.

2. **Краковский М.Б.** Развитие программы "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ по СНиП 2.03.01-84*, СНиП 52-01-2003 и СП 52-101-2003. // Бетон и железобетон. – 2005. - № 5 с. 19 – 22.

3. **СНиП 2.03.01-84*** Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М., 1989, с.77.

4. **СНиП 52-01-2003** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2004, с. 23.

5. **СП 52-101-2003** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004, с. 53.

6. **Рекомендации** по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. / Москомархитектура, 2005, с. 71.

7. **СНиП 2.01.07-85*** Нагрузки и воздействия. М., 2003, с. 42.

8. Краковский М.Б. О выборе наиболее опасных сочетаний усилий при расчете железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. – 2006. № 1. – с. 18 - 22.

9. **Маляренко А.А.** Письмо в редакцию по поводу статьи М.Б.Краковского "Программа ОМ СНиП Железобетон для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ" // Бетон и железобетон. – 2001. № 5. – с. 29 - 30.

Р.М.НИКОНОРОВ, инж. (ЗАО ИНРЕКОН)

Расчет новых сборно-монолитных конструктивных систем

Необходимым условием успешного выполнения национальных программ "Доступное, комфортное жилье гражданам России", "Молодой семье – доступное жилье" является внедрение в строительство новых технологий, типов зданий и сооружений. Среди предложенных новых конструктивных систем зданий следует отметить сборно-монолитные каркасы с плоскими перекрытиями. Работы в этом направлении ведутся как в России, так и в Республике Беларусь. Многие из этих разработок уже используются в строительной практике.

Российскими проектировщиками предложена сборно-монолитная каркасная домостроительная система «РАДИУСС», предназначенная для строительства жилых и различных типов общественных зданий [1]. Сборно-монолитный каркас состоит из сборных железобетонных колонн с отверстиями и плит перекрытия с замоноличенными стыками. Плиты перекрытия оперты двумя противоположными торцами на замоноличенные между ними стыки, образующие заделанные в колонны ригели. Примыкающие к ригелям торцевые поверхности плит выполнены наклонными к плоскости плиты с отрицательным углом наклона и имеют глубину заложения не менее четверти толщины плиты.

Строительными и проектными организациями Республики Беларусь освоен новый сборно-монолитный универсальный несущий каркас системы «АРКОС» с применением в дисках перекрытий сборных многопустотных плит, опертых на скрытые железобетонные несущие ригели посредством монолитных шпонок [2]. Благодаря программам, проводимым правительством Белоруссии, и инициативам работников БелНИИС эта система, которая по своим параметрам близка к системе «РАДИУСС» и может считаться ее дальнейшим развитием, получила распространение в России и ближнем зарубежье.

Актуальной задачей является разработка методики расчета и конструирования несущих элементов указанных выше новых сборно-монолитных каркасных систем с учетом действительных условий их работы [4].

БелНИИС проведено большое количество испытаний каркасов системы «АРКОС», некоторые из которых проводились непосредственно при строительстве домов. По результатам испытаний подготовлены отчеты и заключения, которые включают в себя рекомендации по расчету каркаса. По мнению авторов статьи [4], предложенную БелНИИС методику расчета каркаса целесообразно уточнить.

В данной статье изложены основные положения методики расчета каркаса с применением программных комплексов, в которых реализован МКЭ. В расчетной схе-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ме моделируются узлы сопряжения плит с монолитными ригелями, а также связь между смежными плитами перекрытий. При этом устранены недостатки расчетной модели, указанные в [4]. Разработка КЭМ новых сборно-монолитных систем велась автором при тесном сотрудничестве с разработчиками конструктивной системы «АРКОС» с использованием программного комплекса «ЛИРА». Предложенная модель позволит в дальнейшем более детально изучить новый сборно-монолитный каркас с плоскими плитами перекрытия.

Конечно-элементная модель каркаса формируется из отдельных элементов – плита, несущий ригель, связевый ригель, колонны.

При создании модели многопустотной плиты круглые пустоты заменяют эквивалентными по площади квадратными. Полки плиты моделируются плоскими конечными элементами оболочки (КЭ-41), ребра – универсальными стержневыми конечными элементами (КЭ-10). Связи между элементами, имитирующими полки и ребра, также представляются с помощью стержней, геометрические характеристики которых назначаются с учетом параметров сетки конечных элементов плиты.

Несущий монолитный ригель представляет собой брус с цилиндрическими шпонками по продольным вертикальным граням (рис. 1). Модель ригеля формируется с помощью стержневых конечных элементов (рис. 2).

Пространство между плитами перекрытий, примыкающими к колоннам, заполняют монолитным бетоном, создавая монолитный связевый ригель, который является еще одним конструктивным элементом сборно-монолитного перекрытия (см. рис. 1), соединенным с плитами посредством продольных шпонок, образованных при заполнении монолитным бетоном пространства между плитами вдоль боковых граней с нишами многопустотных плит.

Модель связевого ригеля включает совокупность стержневых конечных элементов, представляющих собственно ригель, поперечные шпонки и вертикальные связи (см. рис. 2). Конечные элементы шпонок воспринимают сжимающие усилия, образующиеся в соответствии с предполагаемой деформацией перекрытия, и передают их на связевый ригель, а также воспринимают сдвигающие усилия, возникающие в шпоночном соединении между плитой и связевым ригелем.

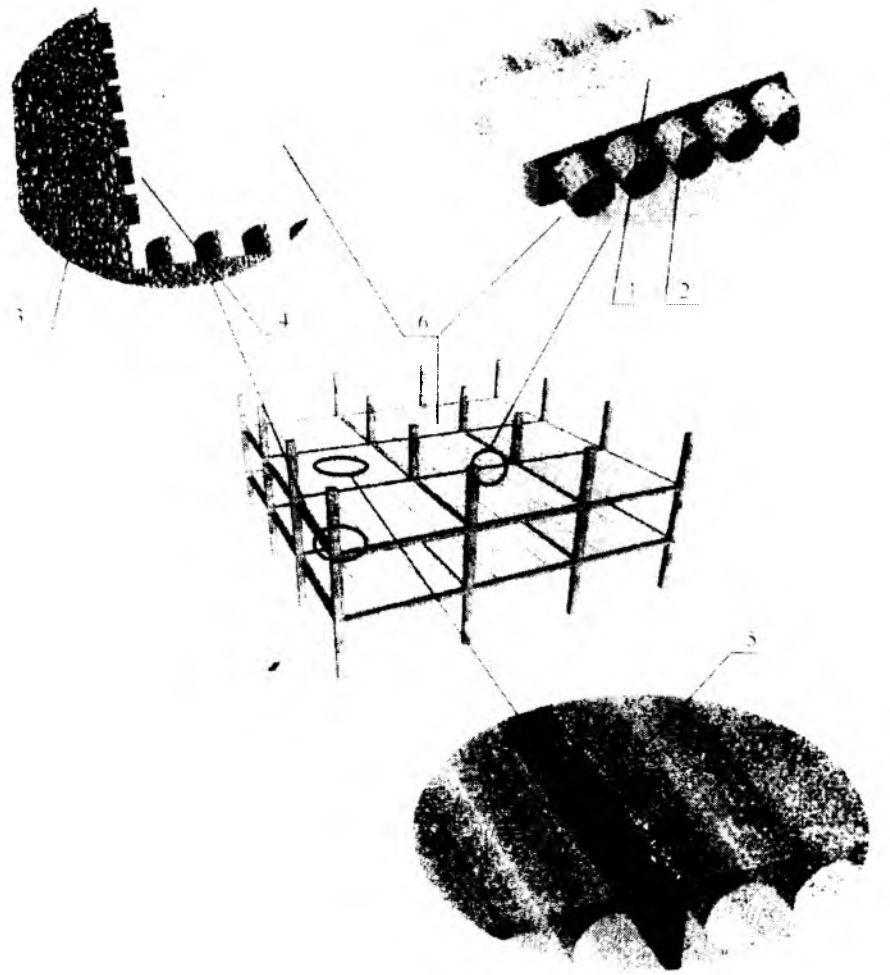


Рис. 1. Принципиальная конструктивная схема нового сборно-монолитного каркаса

1 – несущий монолитный ригель; 2– монолитные цилиндрические шпонки; 3 – связевый монолитный ригель; 4 – шпонки связевого монолитного ригеля; 5 – межплитный бетонный швов; 6 – плиты перекрытия

Для создания единого диска перекрытия необходимо обеспечить взаимосвязь между всеми элементами, входящими в его состав. В перекрытиях, состоящих из сборных элементов, этого добиваются заполнением швов между смежными плитами бетоном [5]. Рассматриваемое в данной работе сборно-монолитное перекрытие имеет продольные межплитные швы, которые заполняются монолитным бетоном, образуя шпоночное соединение (см. рис. 1), объединяющее сборные плиты в единый диск. В этом стыке возникают сжимающие и сдвигающие усилия. Конечно элементная модель (КЭМ) шва представляет собой КЭ № 10 в трех уровнях, так как возникновение сжимающего усилия в шве изменяется по высоте вдоль пролета (см. рис.2).

Диск перекрытия каркаса образован сборными многопустотными плитами, объединенными в каждой ячейке монолитными железобетонными ригелями, защемленными в колоннах. Особенностью работы многопустотных плит в составе такого перекрытия является их изгиб под нагрузкой в условиях ограничения продольных перемещений замкнутыми по контурам ячеек железобетонными рамами, образованными монолитными ригелями. В результате внутри контура каж-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

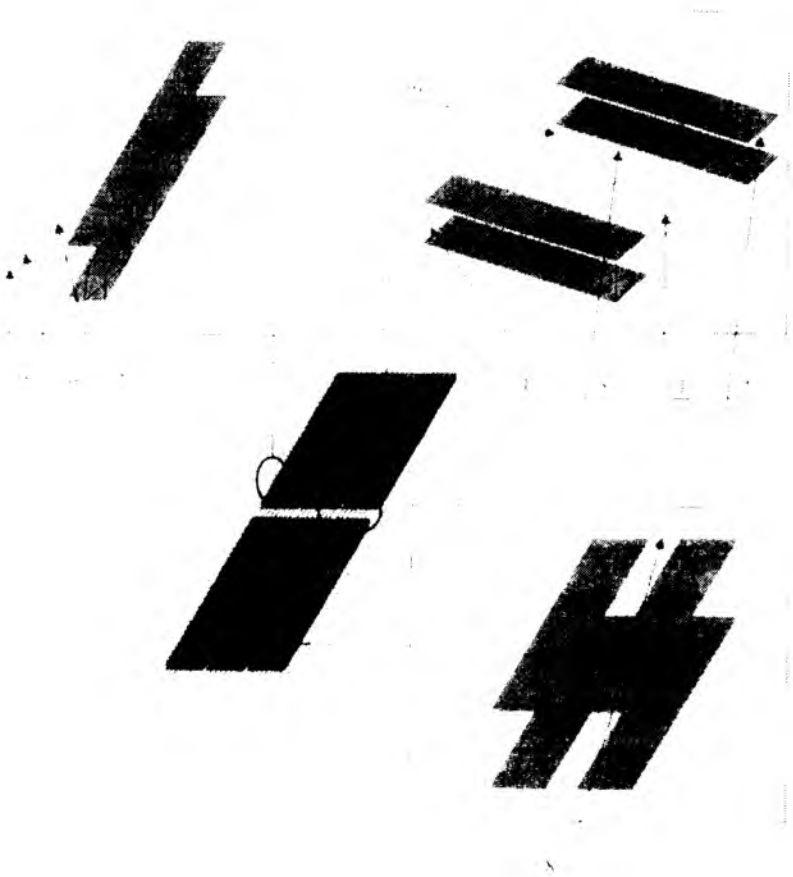


Рис. 2. КЭМ нового сборно-монолитного каркаса

1 – КЭ несущего монолитного ригеля; 2 – КЭ монолитной цилиндрической шпонки; 3 – КЭ, связывающий шпонку с несущим монолитным ригелем; 4 – КЭ, связывающий шпонку с плитой: 5 – КЭ связевого монолитного ригеля; 6 – вертикальный связевый КЭ связевого монолитного ригеля; 7 – КЭ поперечных шпонок связевого монолитного ригеля: 8 – КЭ межплитных швов; 9 – КЭ, воспринимающий усилия распора.

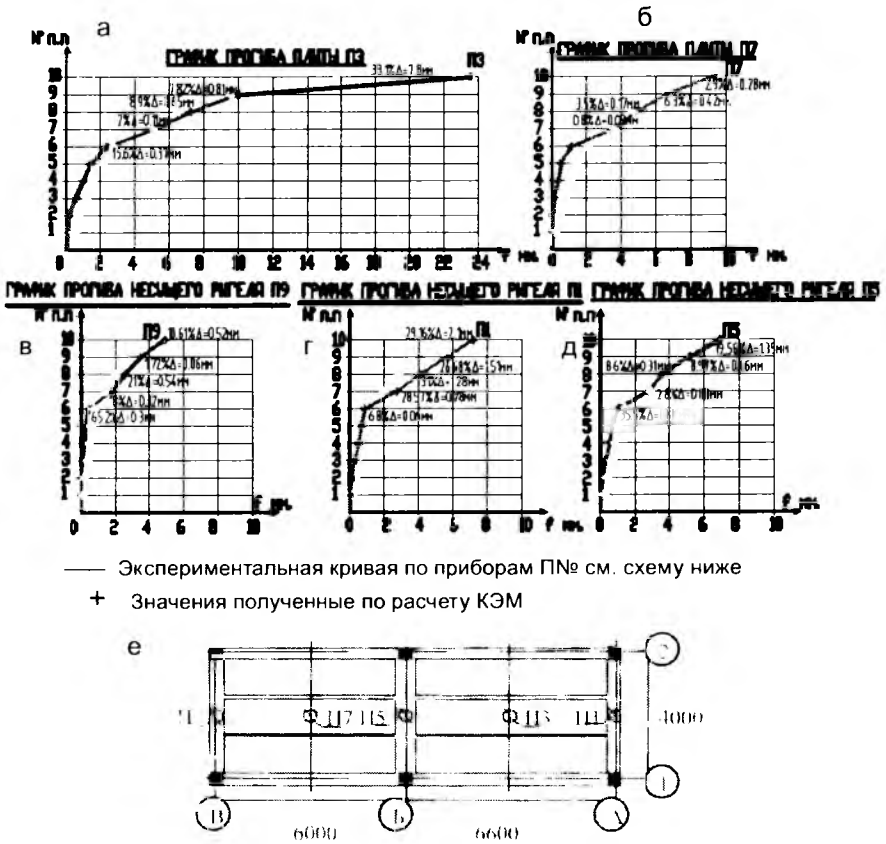


Рис. 3. Графики прогибов

а – плиты в зоне установки прогибомера П3; б – плиты в зоне установки прогибомера П7; в – несущего ригеля в зоне установки прогибомера П9; г – несущего ригеля в зоне установки прогибомера П1; д – несущего ригеля в зоне установки прогибомера П5; е – план фрагмента каркаса и места установки прогибомеров

дой ячейки в плоскости перекрытия возникают продольные и поперечные распорные усилия, вызывающие изгиб в горизонтальной плоскости и кручение бортовых (крайних) монолитных ригелей. Неучет этого усилия и отсутствие требуемых конструктивных решений (связевых ригелей и межплитных затяжек в крайних пролетах) может вызвать разрушение крайних ригелей. С другой стороны, учет распора позволяет рационально распределить арматуру в элементах перекрытий и обеспечить ее экономный расход, особенно в средних пролетах, где в работу на восприятие этого распора в полной мере задействованы соседние рамы каркаса. В расчетной модели распор учитывается вводом специальных стержневых конечных элементов, показанных на рис. 2 (поз. 9).

Предложенная конечно-элементная модель сборно-монолитных каркасных систем с плоскими перекрытиями была протестирована с использованием опытных данных, полученных БелНИИС в результате испытаний фрагмента каркаса в г. Старый Оскол [3]. Все основные параметры и размеры испытанного фрагмента были приняты в соответствии с проектом строящегося 9-этажного жилого дома с дисками перекрытий, образованными многопустотными плитами безопалубочного формования "Тэнсиланд". Таким образом, фрагмент каркаса, предназначаемый для испытаний, представляет собой двухпролетную рамную конструкцию. Первый пролет между колоннами имеет длину 6,6 м, второй – 6 м. В перекрытии каждого пролета фрагмента размещено по три сборные многопустотные плиты шириной b=1,20 м, опертые по торцам на несущие ригели. Длина пролета несущего ригеля (по осям колонн) 4 м (см. рис. 2). Ширина сечения крайних несущих ригелей

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

опытного фрагмента каркаса 48,5 см. Схема расстановки приборов показана на рис.2.

Расчет КЭМ нового сборно-монолитного каркаса проводится в два этапа. Сначала его ведут при нагрузках, при которых моменты во всех элементах каркаса не превышают M_{crc}, значения модуля деформации, водимого в расчет, соответствует начальному модулю упругости. На втором этапе при нагрузках, превышающих M_{crc}, предлагается следующий метод учета нелинейной работы каркаса. Значение модуля деформаций E_{crc} для элементов с трещинами, вводимое в расчет, определяется итерационным методом. При этом каждому значению М, превышающему M_{crc}, соответствует свое значение E_{crc}, определяемое по формуле

$$E_{crc} = (\frac{M}{1/r})/I \ ,$$

где I – момент инерции сечения элемента без трещин; E_{crc} – модуль упругости, который учитывает нелинейную работу элемента.

На рис. 3 представлены графики зависимости прогибов от нагрузки для плит и несущих ригелей фрагмента каркаса, полученные при испытаниях и с помощью разработанной методики. Значения прогибов, полученные при расчете КЭ модели, для большинства элементов в среднем не превышают 10% прогибов, полученных опытным путем. Это говорит о том, что применяемая методика моделирования и расчета достаточно точно отражает фактическую работу новых сборно-монолитных каркасных систем. Места образования трещин в конечно-элементной модели и в испытанном фрагменте каркаса совпадают.

В целом предложенная методика достаточно точно отражает реальную работу новых сборно-монолитных каркасных систем.

Библиографический список

1. Каркасные конструкции многоэтажных зданий (сборно-монолитные балочные и безбалочные с упрощенными элементами и узлами)// Технические решения// Шифр 2-21-Т/89-3614/1 // ЦНИИП комплексной реконструкции исторических городов, 1989.

2. Мордич А.И., Вигдорчик Р.И., Белевич В.Н., Залесов А.С. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий//Бетон и железобетон.-1999.-№1.- с. 2-4.

3. Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н. Опыт практического применения и основные результаты натурных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС//БСТ.-2004.-№8.- с. 8-11.

4. Бондаренко В.М., Колчунов В.И., Воробьев Е.Д. Конструкционная безопасность каркасов жилых зданий//БСТ.-2004.-№ 1.- с. 8-11.

5. Семченков А.С., Луговой А.В., Демидов А.Р. Сборные пространственно деформирующиеся диски перекрытий из большепролетных многопустотных плит// Бетон железобетон. – 2004.-№4.-с. 5-9.

Автор выражает глубокую признательность А.И.Мордичу и В.Н.Белевичу за предоставление экспериментальных данных.

В.А.ЕРЫШЕВ, д-р техн. наук, проф., Е.В.ГОРШЕНИНА, канд. техн. наук (Тольяттинский государственный ун-т)

Методика расчета ширины раскрытия трещин при повторных нагрузках

Большинство конструкций работают в режиме нагружения временными нагрузками, которые изменяются по некоторым циклическим закономерностям. Если методика В.И.Мурашова и последующие расчетные зависимости, включенные в разные годы в нормативные документы, позволяют определять ширину раскрытия трещин при пропорциональном увеличении нагрузки, то вопрос определения расчетным путем остаточной ширины раскрытия трещин при разгрузке и накопления (увеличения) ширины раскрытия трещин при немногократном повторном нагружении остается недостаточно исследован.

В главе СНиП 2.03.01-84 длительное и повторное действие нагрузок учитывается коэффициентом c_0, который для тяжелого бетона принят равным 1,5 и только в среднем соответствует экспериментальным данным. Однако, по исследованиям различных авторов, ширина раскрытия трещин при повторных нагрузках увеличивается в 1,2-1,8 раз и более, что зависит от многих факторов, основными из которых являются: режимы и уровни загружения, конструктивные особенности элементов и степень армирования сечений.

На основании исследований [1,2] установлено, что загружение образцов с трещиной постоянной длительно действующей нагрузкой приводит к увеличению ширины раскрытия только в 1,1 раза, основной вклад в увеличении ширины раскрытия трещины вносит загружение повторными нагрузками. Таким образом, исследование изменения ширины раскрытия трещин при действии кратковременно действующих повторных нагрузок представляет большой практический интерес. Экспериментальные исследования выполнялись на балочных элементах с процентами армирования сечений $\mu = 0{,}44$; 0,78 и 1,21%.

Программа настоящих исследований включает:

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

●немногократное нагружение повторными нагрузками, соответствующее ступенчатым режимам нагружения, когда каждый полный цикл "нагрузка – разгрузка" происходит в течение непродолжительного времени – в пределах одного часа (в работах Н.И. Карпенко режим нагружения при одноосном напряженном состоянии бетонных призм в течение 1ч принимается эталонным);

●деформирование железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне при максимальных уровнях нагружения в вершине цикла, не превышающих $M \le 0{,}9M_p$, когда рабочая арматура работает в упругой области диаграммы "$\sigma_s - \varepsilon_s$";

●определение числа циклов повторных нагружений N_0, после приложения которых ширина раскрытия трещины в вершине цикла и ее остаточная величина при $M = 0$ не увеличивается или приращения ($\Delta\tilde{\alpha}^{i}_{crc}; \Delta\alpha^{0i}_{crc}$) накопления ширины раскрытия трещины в *i*-ом цикле становятся равными нулю или незначительно малыми (большая часть образцов нагружалась одинаковым количеством циклов равным 17, хотя стабилизация ширины раскрытия трещины могла произойти на отдельных уровнях нагружения при меньших количествах циклов).

Экспериментальные исследования, выполненные на изгибаемых железобетонных образцах балочного типа с процентным армированием: $\mu = 0{,}44$; 0,78 и 1,21%, свидетельствуют, что с ростом числа циклов нагружения в растянутой зоне происходит увеличение ширины раскрытия трещин в вершине цикла и остаточной ее величины после полного снятия нагрузки. Предварительные испытания образца на относительно высоком уровне нагрузки $\tilde{\eta} = 0{,}64$ показали, что прирост ширины раскрытия трещин значительно уменьшается после наработки 5 циклов, а к 17 циклу происходит полная стабилизация. Последующие испытания образцов проводились при неизменном количестве циклов, равным семнадцати.

Анализ опытных данных позволяет установить, что накопление ширины раскрытия трещин (деформаций) в пределах 17 циклов происходит неравномерно, а величина относительного приращения деформаций зависит от уровня циклического нагружения и процента армирования. В пределах исследуемых уровней циклического нагружения условно выделяются три зоны: зона, близкая к моменту трещинообразования $M_{crc} \le \tilde{M} < 1.3\,M_{crc}$, в которой происходит образование трещин, рост трещины по высоте сечения с каждым циклом нагружения; зона с образовавшимися трещинами $1.3\,M_{crc} \le \tilde{M} < 0.9\,M_P$ и зона $0.9\,M_P \le \tilde{M} = M_P$, где в арматуре проявляются пластические деформации.

Из анализа опытных данных следует выделить характерные особенности деформирования образцов и параметры, которые существенно влияют на накопление ширины раскрытия трещин при повторных нагружениях:

●наиболее интенсивно ширина раскрытия трещин (деформации) развивается в образцах, уровни нагружения которых находятся в пределах первой зоны;

●увеличение ширины раскрытия трещин к 17 циклу в вершине цикла, по сравнению с ее величиной на первом цикле, в слабоармированных образцах ($\mu = 0{,}44\%$), значительно больше, чем в сильноармированных образцах ($\mu = 1{,}21\%$);

●на уровнях нагружения, более чем в 2 раза превышающих момент трещинообразования (во второй зоне), увеличение ширины раскрытия трещины в вершине цикла и ее остаточной величины не столь значительно;

●ширина петли гистерезиса (между ветвями нагрузки и разгрузки), характеризующая величину не восстановленной части деформаций, с ростом числа циклов нагружения становится незначительной, а кривые нагрузки и разгрузки можно аппроксимировать одной линией, наклон которой к оси α_{crc} уменьшается.

Процесс образования трещин в образцах, нагружаемых в первой зоне, с ростом числа циклов продолжается, поэтому деформации в пределах 17 циклов не затухают, хотя величина приращений по абсолютной величине минимальна. В образцах, нагружаемых во второй зоне, после 5-7 циклов наблюдается, как правило, стабилизация роста деформаций, величина деформаций в вершине цикла и величина остаточных деформаций не изменяются. Формирование остаточных деформаций (ширины раскрытия трещины) определяется усилием зажатия нарушенных связей при соприкосновении берегов трещин в бетоне растянутой зоны и остаточной депланацией бетона в зоне сцепления арматуры и бетона. В процессе повторных нагружений бетон по краям трещин уплотняется, и приращения остаточной ширины раскрытия трещины уменьшаются.

Основной теоретической предпосылкой к конструированию расчетной зависимости для определения ширины раскрытия трещин при повторных нагрузках является установленная экспериментальными исследованиями закономерность, согласно которой с каждым последующем загружением ширина раскрытия трещины в вершине цикла получает на *i*-ом цикле некоторую величину приращения $\Delta\tilde{\alpha}_{crc,i}$. Выражение для ширины раскрытия трещины в вершине цикла $\tilde{\alpha}_{crc}$ при загружении количеством циклов N можно записать в виде

$$\tilde{\alpha}_{crc} = \tilde{\alpha}_{crc,1} + \sum_{i=2}^{N_0} \Delta\tilde{\alpha}_{crc,i}\,, \qquad (1)$$

где $\tilde{\alpha}_{crc,1}$ – ширина раскрытия трещины на первом цикле, определяемая по формулам норм.

Количество циклов, по которым суммируются приращения ширины раскрытия трещин, ограничивается количеством $N = N_0$, где N_0 – число циклов, после нагружения которыми приращения $\Delta\alpha_{crc,0} \approx 0$ или не превышают заданной малой для практических расчетов величины Δ ($\Delta\alpha_{crc,0} \le \Delta$). С ростом числа циклов величина приращения уменьшается ($\Delta\tilde{\alpha}_{crc,i-1} > \Delta\tilde{\alpha}_{crc,i}$). В общем виде связь между количеством циклов N и величиной приращения $\Delta\tilde{\alpha}_{crc}$ можно описать уравнением

$$\Delta\tilde{\alpha}_{crc} \cdot N^{\alpha} = C\,. \qquad (2)$$

С накоплением опытных данных параметр в правой части уравнения можно принять постоянным ($C = const$), который бы в среднем отвечал различным режимам загружения, напряженным состояниям,

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

конструктивным особенностям элементов и т.д. В настоящей работе исследуется конкретный режим загружения с полной разгрузкой и заданной длительностью каждого цикла в течение одного часа. На основании опытных данных параметр C является функцией уровня загружения и степени армирования образцов $C = f(\mu, \tilde{M})$. Запишем выражение для параметра C в виде

$$C = \frac{(\alpha^0_{crc,1} / \tilde{\alpha}_{crc,1}) \cdot \Delta}{\sqrt{\mu}}, \qquad (3)$$

где Δ (мм) – минимальная величина приращения, которая задается в расчетах и ограничивает увеличение трещины (в расчетах принималось Δ =0,001мм).

Уровень загружения учитывается параметрами $\alpha^0_{crc,1}$ и $\tilde{\alpha}_{crc,1}$. С учетом формул (2) и (3) уравнение для приращения ширины раскрытия трещин в окончательном варианте примет вид

$$\Delta\tilde{\alpha}_{crc} = \frac{(\alpha^0_{crc} / \tilde{\alpha}_{crc,1}) \cdot \Delta}{\sqrt{\mu} \cdot N^{\alpha}}, \qquad (4)$$

где N =2,3... N_0 – номера циклов, при которых вычисляются приращения ширины раскрытия трещины; на основании опытных данных показатель степени $\alpha = 3/2$.

Вычисленные для каждого цикла нагружения по формуле (4) приращения суммируются, и по формуле (1) вычисляется ширина раскрытия трещины.

Первое приращение определяется как разность ширины раскрытия трещины на втором и первом цикле при N=2 $\Delta\alpha_{crc,2} = \tilde{\alpha}_{crc,2} - \tilde{\alpha}_{crc,1}$. Далее вычисления продолжаются при N=3,4... N_0. Стабилизационный цикл N_0 фиксируется, когда выполняется условие

$$\Delta\alpha_{crc} \le \Delta = 0{,}001\text{мм}. \qquad (5)$$

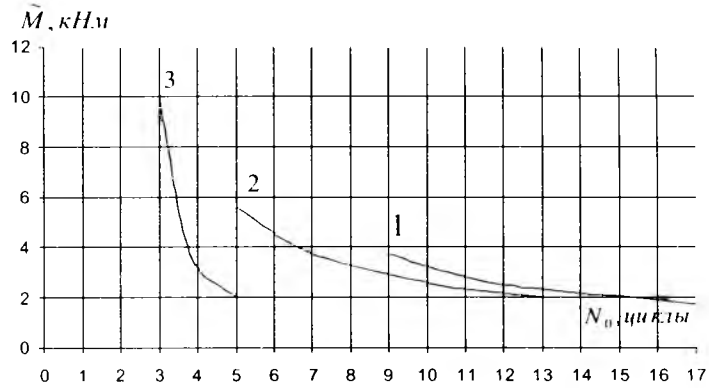


Рис. 1. Изменение числа циклов стабилизации N_0 в зависимости от уровня нагружения

1 – μ = 0,44 %; *2* – μ = 0,78%; *3* – μ = 1,21%

На рис. 1 представлены расчетные кривые, характеризующие изменение числа циклов стабилизации в зависимости от уровня загружения образцов. Характер кривых на плоскости в координатах "$\tilde{M} - N_0$" в полной мере соответствует общим закономерностям, отмеченным при анализе опытных данных: с уменьшением процента армирования число циклов до выполнения условия (5) возрастает, причем с ростом уровня нагружения для всех образцов число циклов до стабилизации уменьшается (кривые построены в интервале изменения нагрузок $\frac{\tilde{M}}{M^{on}_{crc}} < \eta \le 0{,}9\frac{\tilde{M}}{M_p}$).

Наибольшее сопротивление увеличению ширины раскрытия трещины оказывают образцы с армированием μ = 1,21%. Максимальное число циклов до стабилизации составляет N = 5 при нагрузках, незначительно превышающих M^{on}_{crc} (в первой зоне). Расчетные значения величин приращений $\Delta\alpha_{crc}$ с ростом числа циклов удовлетворительно соответствуют их опытным значениям. Следует отметить быстрое уменьшение величин приращений на первых циклах и асимптотическое приближение к значениям $\Delta\alpha_{crc} = 0$ с ростом числа циклов (расчетные кривые построены без учета ограничений (5)).

Предложенная методика позволяет расчетным путем определить значение коэффициента c_∂, принятого в нормах для учета длительных и повторных нагрузок в расчетах ширины раскрытия трещин, и сравнить с опытными данными (рис. 2). Значения коэффициента c_∂ расчетным путем находили следующим образом. Из условия (5) определялось число циклов N_0 и $\Delta\alpha_{crc,0}$, затем вычисленные на каждом цикле, включая $\Delta\alpha_{crc,0}$, величины прира-

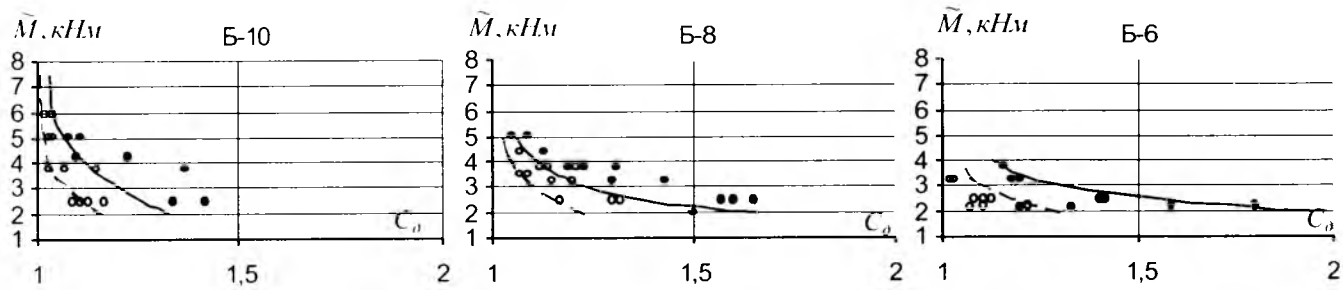


Рис. 2. Коэффициент увеличения ширины раскрытия трещин при повторных нагружениях

при N = 2 $(\tilde{\alpha}_{crc,2} / \tilde{\alpha}_{crc,1})$
—— *расчет*
● *– опытные значения*

при N = N₀ $(\tilde{\alpha}_{crc,0} / \tilde{\alpha}_{crc,1})$
- - - *расчет*
o *– опытные значения*

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

щений суммировались, и по формуле (1) определялась ширина раскрытия трещины $\tilde{\alpha}_{crc,0}$ за N_0 циклов. Величину коэффициента для каждого уровня загружения находили из соотношения

$$c_\partial = \tilde{\alpha}_{crc,0} / \tilde{\alpha}_{crc,1}. \quad (6)$$

Принятое в нормах условное значение c_∂ =1,5 для тяжелого бетона по предложенной методике может рассчитываться для конкретного числа циклов и заданных режимов загружения. Максимальные значения коэффициент c_∂ принимает после загружения N_0 количеством циклов (см. рис. 2), его величина существенно зависит от уровня загружения и степени армирования сечений образцов. Расчетные значения коэффициента c_∂ при $N = N_0$ удовлетворительно соответствуют их значениям, вычисленным по опытным данным.

Выводы

1. С ростом числа циклов нагружения происходит увеличение ширины раскрытия трещины в вершине цикла и остаточной ее величины после полного снятия нагрузки. В большей степени увеличение ширины раскрытия трещины происходит на первых циклах и на уровнях, незначительно превышающих момент трещинообразования. С каждым последующим циклом величина приращения ширины трещины уменьшается, и на каком-то цикле N_0 ее величина становится равной нулю или малой, чтобы ее учитывать в практических расчетах.

2. Предложенная методика и расчетные зависимости позволяют определять ширину раскрытия трещины на каждом цикле нагружения. Коэффициент c_∂ в главе СНиП 2.03.01-84, который в среднем учитывает длительность и повторяемость действия нагрузок, можно расчетным путем корректировать в зависимости от режимов загружения, конструктивных особенностей элементов и вычислять для заданного цикла.

Библиографический список

1. Гуща Ю.П. Исследование ширины раскрытия нормальных трещин. В сб. НИИЖБ "Прочность и жесткость железобетонных конструкций". Под редакцией Дмитриева С.А. и Крылова С.М., М. 1971.

2. Гуща Ю.П., Ларичева И.Ю. Ширина раскрытия и условия закрытия нормальных трещин в изгибаемых элементах при действии длительных нагрузок переменного уровня. В сб. НИИЖБ "Прочность и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций". Под редакцией Гвоздева А.А. и Гущи Ю.П., М. 1981.

БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

В.М.БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, Б.А.ЯГУПОВ, канд. техн. наук (МИКХиС)

Некоторые вопросы несиловых повреждений, конструктивной безопасности и живучести железобетонных сооружений

Построение феноменологических соотношений для описания неравновесных процессов, проявляющихся во времени при агрессивных средовых воздействиях на бетон, можно осуществить обобщенно, если использовать установленную нами связь между текущей скоростью изменения относительного дефицита их количественных характеристик с конечными величинами и *m*-ой степенью этого дефицита.

В задаче о несиловых повреждениях бетона указанное построение реализуется применительно к количественной оценке агрессивного воздействия на ненагруженный образец, а влияние уровня силового напряженного состояния учитывается при назначении критической (предельной) глубины нейтрализации $\delta(t_{кр}, t_0)$ некоторым корректирующим множителем, зависящим от этого уровня

$$\delta(t,t_0) = \delta(t_{кр},t_0) f(\alpha,m,t), \quad (1)$$

где $\delta(t,t_0)$-глубина нейтрализации при одностороннем расположении агрессивной среды; $\delta(t_{кр},t_0)$-экспериментально определяемая максимальная глубина нейтрализации и критическое (предельное) время процесса повреждения $t_{кр}$ при некотором фиксированном уровне силового напряженного состояния σ / R; $f(\alpha,m,t)$ - функция развития во времени несиловых повреждений.

Причем *f* отыскивается с помощью сформулированной выше связи между скоростью изменения относительного дефицита $\Delta\delta(t,t_0)$ и *m*-ой степенью этого дефицита.

$$\frac{d[\,\Delta\delta_0(t,t_0)\,]}{dt} = -\alpha[\Delta\delta(t,t_0)]^m, \quad (2)$$

где $\Delta\delta(t,t_0) = \dfrac{\delta(t_{кр},t_0) - \delta(t,t_0)}{\delta(t_{кр},t_0)}$ (3)

(здесь α, m -эмпирические параметры, зависящие от номинации бетона, интенсивности агрессивного воздействия и т.п.)

Разделением переменных (2) получаем уравнение

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

$$\frac{d[\ \Delta\delta_0(t,t_0)\ ]}{[\ \Delta\delta(t,t_0)\ ]^m} = -\alpha dt, \qquad (4)$$

которое приводит (см. рис.1) к следующим ситуациям:

при m> 0 в область устойчивого торможения повреждений по мере их продвижения вглубь элемента (такой характер развития повреждений может быть назван кольматационным);

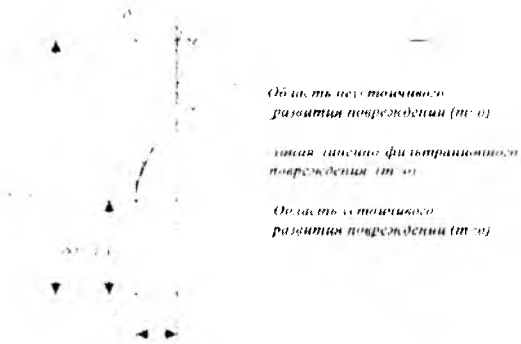


Рис.1. Схемы возможного развития средовых повреждений бетона

при m< 0 в область неустойчивого, лавинообразного развития повреждений, приводящих к разрушению бетона (возможны, например, при целевой ориентации магнитно-резонансных воздействий заданных амплитуды и частот. Такой процесс развития повреждений может быть назван структурным);

при m=0 к константно незатухающему процессу повреждений, свойственному линейно-фильтрационному развитию.

Например, при m=0 $f(\alpha,t) = \dfrac{\delta(t_0,t_0)}{\delta(t_{кр},t_0)} + \alpha(t-t_0)$; (5)

при m = 1 $f(\alpha,t) = 1-\beta e^{-\alpha(t-t_0)}$; (6)

где $\beta = 1-\dfrac{\delta(t_0,t_0)}{\delta(t_{кр},t_0)}$; (7)

Заметим, что значения $\delta(t_{кр},t_0)$ находятся экспериментально для каждого уровня силового напряженного состояния.

При $m \neq 1$

$$f(\alpha,m,t) = 1 - \{[\ \frac{\delta(t_{кр},t_0)-\delta(t_0,t_0)}{\delta(t_{кр},t_0)}\ ]^{[(-m)+1\ ]} - \alpha[(-m)+1\ ](t-t_0)\ \}^{\frac{1}{[(-m)+1\ ]}}; \qquad (8)$$

Характерные случаи:

А. При коррозионных повреждениях второго (кольматационного) вида О.Б.Чупичев, используя установленные экспериментально Е.А.Гузеевым, В.П. Селяевым и другими факты уплотнения бетона при сжатии в области линейного деформирования ($0<\sigma<\sigma_{л}$) и соответственно снижения проницаемости, что уменьшает $\delta(t_{кр},t_0)$ (рис.2), предложил следующую многочленную запись для $\delta(t_{кр},t_0)$

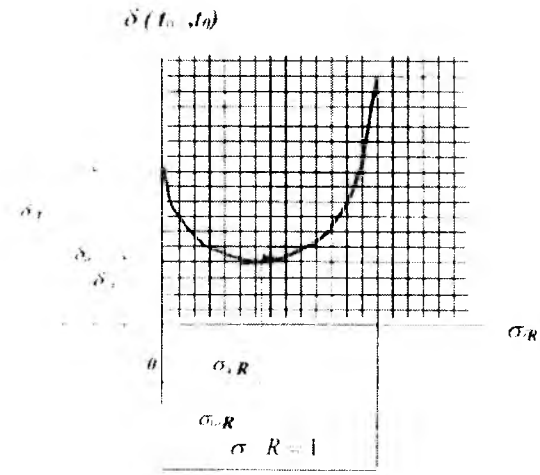


Рис.2. Схема зависимости δ ($t_{кр}$,t_0) от уровня обжатия образца

$$\delta(t_{кр},t_0) = \sum_{i=0}^{i=3} q_i \left(\frac{\sigma}{R}\right)^i, \qquad (9)$$

где q_i - параметры, вычисляемые по фиксированным экспериментальным точкам $\delta_0, \delta_л, \delta_T$.

Этими точками являются: глубина нейтрализации δ_0 ненагруженного образца ($\dfrac{\sigma}{R_b}=0$); глубина нейтрализации $\delta_л$, означающая окончание процесса уплотнения бетона сжатием и снижения его проницаемости, а также одновременно переход из условно- линейной в нелинейную область силового сопротивления ($\dfrac{\sigma}{R_0}=\dfrac{\sigma_л}{R_b}$) (этому соответствует начало процесса трещинообразования по О.Я.Бергу); глубина нейтрализации δ_T, привязываемая к структурному разуплотнению и началу потери "сплошности" бетона, т.е. к образованию взаимнопроникающих трещин, повышению проницаемости бетона и связанное с этими явлениями увеличение глубины нейтрализации ($\dfrac{\sigma}{R_b}=\dfrac{\sigma_T}{R_b}$) (этому соответствует точка начала разрушения бетона, его длительной прочности по Ю.Н.Хромцу). Кроме того, в точке $\dfrac{\sigma_л}{R_b}$ в связи с переходом от уплотнения к разуплотнению характерен экстремум min δ. Таким образом, для вычисления q_i порождаются четыре условия:

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

при $\frac{\sigma}{R_b} = 0, \quad \delta\ (t_{кр}, t_0) = \delta_0$,

при $\frac{\sigma}{R_b} = \frac{\sigma_л}{R_b}\ \delta(t_{кр}, t_0) = \delta_л;\ \left.\frac{\partial\delta}{\partial\left(\frac{\sigma}{R}\right)}\right|_{\frac{\sigma_л}{R_b}} = 0$; (10)

при $\frac{\sigma}{R_0} = \frac{\sigma_T}{R_b}$ будет $\delta\ (t_{кр}, t_0) = \delta_T$;

в частности, приняв $\frac{\sigma_л}{R_0} = 0{,}5$ и $\frac{\sigma_T}{R_b} = 0{,}75$, получим

$$q_3 = 27(\delta_0 - \delta_л) + 31(\delta_T - \delta_0),$$

$$q_2 = -7(\delta_T - \delta_0) : q_1 = q_2 - 0{,}75q_3; q_0 = \delta_0 \qquad (11)$$

Полученные результаты позволяют оценить остаточный ресурс силового сопротивления поврежденных средовой агрессией железобетонных конструкций эксплуатируемых сооружений.

Изложенное удобно проиллюстрировать на примере расчета прочности изгибаемого железобетонного элемента по нормальному поперечному сечению (рис. 3). Аналогично решаются задачи расчета прочности по наклонным сечениям, оценки жесткости, деформирования, устойчивости, колебаний, влияния изменения граничных условий и т.п.

На рис. 3 $0 \le k \le 1$ – траектория функции повреждений; k_1-фибровое значение k для наиболее удаленной от грани элемента; F_1-оставшаяся после повреждения часть силового сопротивления; F_2-утерянная вследствие повреждения часть силового сопротивления; F_3-сохранившаяся (независящая от повреждений) часть силового сопротивления бетона сжатой зоны; $(F_1 + F_2 + F_3 = F_o = bxR_b)$; $0 \le \omega_S \le 1$-коэффициент, оценивающий снижение силового сопротивления вследствие повреждений растянутой рабочей арматуры; A_c-исходная площадь растянутой рабочей арматуры; x- высота сжатой зоны; h-полная высота сечения; h_0- рабочая высота сечения; α_0-защитный слой

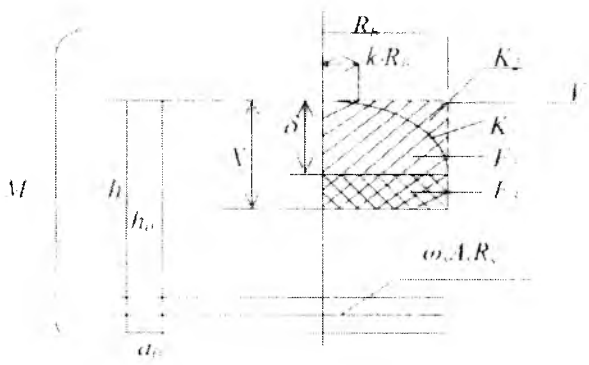


Рис.3 Схема силового сопротивления поврежденного нормального поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента

бетона для арматуры; b- ширина сечения; R_b- расчетная прочность бетона, R_s- расчетная прочность арматуры.

В качестве дополнительного условия вводится ограничение глубины нейтрализации δ.

$$\delta(t_{кр}, t_0) \le x_0, \qquad (12)$$

где $x_0 = \frac{\omega_S A_S R_S}{bR_b}$ (13)

x_0-высота сжатой зоны сечения до повреждения бетона, исключающая проникновение агрессивной среды в растянутую зону исходного сечения или в зону, которая до повреждения испытывала растягивающие напряжения.

Функция повреждения k воспринимается в виде

$$k = \sum_{i=0}^{i=n} \alpha_i z^i; \quad \left(\frac{dk}{dz} = \sum_{i=0}^{i=2} i\alpha_i z^{i-1}\right), \qquad (14)$$

где α_i-параметры, определяемые с помощью фиксированных параметров кривой k:

при

$z = 0 \quad k = k_1$

$z = \delta \quad k = 1; \ \frac{dk}{dz} / _{z=\delta} = 0,$ (15)

откуда $\alpha_0 = k_1; \ \alpha_1 = \frac{2(1-k_1)}{\delta}; \ \alpha_2 = -\frac{(1-k_1)}{\delta^2}$ (16)

Заметим, что при частичном сохранении силового сопротивления сжатого фибрового волокна численные значения k_1 для прочности бетона R_b, начального модуля деформации E_b могут не совпадать; при полном разрушении сжатого фибрового волокна все k_1 становятся равными нулю, а поиск значений α_i независимо от наименования характеристики силового сопротивления сводится к чисто геометрической процедуре

$$\alpha_0 = 0; \ \alpha_1 = \frac{2}{\delta}; \ \alpha_2 = -\frac{1}{\delta^2} \qquad (17)$$

Далее, используя (14) и осуществляя отсчет относительно наиболее сжатой грани сечений, находим

$$F_1 = \int_{\sigma}^{\delta} k_b R_b dz = \frac{2 + k_1}{3} b\delta R_b, \qquad (18)$$

$$F_2 = \int_{\sigma}^{\delta} (1-k) b R_b dz = \frac{1 - k_1}{3} b\delta R_b, \qquad (19)$$

Кроме того, $F_3 = b(x - \delta)R_b$.

Остаточный ресурс силового сопротивления по несущей способности (прочности) оценивается в рамках концепции предельных состояний и определяется в следующей последовательности

а — из условий равновесия проекций всех внутренних усилий на ось находится высота сжатой зоны поврежденного сечения x^*

$$x^* = x_0 + \Delta x^* < x_{Ri}$$

$$\Delta x^* = \frac{1 - k_1}{3}\delta, \qquad (20)$$

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

где Δx^* - приращение высоты сжатой зоны, связанное с необходимостью силовой компенсации F_2; x_0 - предельная высота сжатой зоны, соответствующая нормали. Заметим, что поскольку слой Δx^* до повреждения сечения располагался в растянутой зоне, а после повреждения вошел в сжатую зону, постольку расчетная прочность бетона на сжатие этой части сечения уменьшается до R_b^*. Указанное должно быть учтено корректировкой (20) в виде

$$\Delta x^* = \frac{1-k_1}{3}\frac{R_b}{R_b^*}\delta \qquad (21)$$

б — вычисляется ордината центра тяжести F_2 относительно V

$$Y_{yr2} = \frac{\int_{\sigma}^{\delta}(1-k)bzR_b\,dz}{F_2} = \frac{1}{4}\delta \qquad (22)$$

в — устанавливается искомый остаточный изгибающий момент (это удобно осуществить относительно центра тяжести растянутой рабочей арматуры)

$$M_{пр}^*(t,t_0) = bx_0R_b(h_0 - \frac{x_0}{2}) +$$

$$+ b\Delta x^* R_b^*[h_0 - (x_0 + \frac{\Delta x^*}{2}) - \frac{1-k_1}{3}b\delta R_b(h_0 - Y_{yr2}) \qquad (23)$$

Отсюда потеря несущей способности

$$\Delta M_{пр}^* = M_{пр} - M_{пр}^* =$$

$$= \frac{1-k_1}{3}b\delta R_b(h_0 - Y_{yr2}) - b\Delta x^* R_b^* h_0 - [(x_0 + \frac{\Delta x^*}{2})] \qquad (24)$$

Заметим, что в ряде Рекомендаций по реконструкции железобетона отмечено, что при потере $\Delta M_{пр}$, составляющей более 50% от первоначальной несущей способности, конструкции усилению не подлежат, а требуется их замена.

Б. В случае лавинообразно развивающихся, структурных $(m < 0)$ или незатухающих фильтрационных повреждений $(m = 0)$, а также при недостаточной высоте сечений конструкций, при которой не удовлетворяются ограничения $\delta\ (t_{кр}, t_0) \le x_0$, в некоторый критический момент времени $t_{кр}$ неизбежно разрушение железобетонного элемента ($M_{пр} = M$, где M -действующий изгибающий момент).

Время достаточного силового сопротивления – время живучести, после подстановок значений (1), (5) или (6),(7) – находится решением уравнения (23) относительно t, которое и является критическим. Возможны другие ограничения времени. Так, наряду с этим при $m < 0$ вычисление времени живучести может оказаться предпочтительным с помощью ограничения скорости продвижения лавинообразного повреждения сечения $V_{кр}$.

$$\frac{\partial\delta}{\partial(t,t_0)} = \delta(t_{кр},t)\frac{\partial f(\alpha,m,t-t_0)}{\partial(t-t_0)} \le V_{кр} \qquad (25)$$

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

С.В.ВАВРЕНЮК, канд. техн. наук (ДальНИИС); Л.П.ОРЕНТЛИХЕР, д-р техн. наук (МГСУ)

Оценка долговечности тонкослойных покрытий для фасадов зданий

Анализ технической и нормативной литературы, касающейся оценки качества защитных цементных покрытий, показал отсутствие единых требований к нормированию технических показателей. Нормативной базой, определяющей качество покрытий, является СниП 3.04.01-97 «Изоляционные и отделочные покрытия», имеющий ограниченный ряд технических показателей. Это прочность сцепления и предельные отклонения плоскости покрытий от вертикали и горизонтали, в связи с чем вопросы, связанные с оценкой качества и прогнозом долговечности, остаются открытыми.

Под долговечностью защитно-отделочных покрытий подразумевается их способность сохранять свои функциональные свойства в течение заданного времени эксплуатации. Поэтому необходимо чётко обозначить главную функцию, определяющую основное назначение покрытия, и выделить важнейшие физико-технические параметры, являющиеся решающими при оценке сроков службы.

В соответствии с классификацией СНиП, цементные покрытия подразделяются на изоляционные и отделочные. Учитывая целевое назначение изоляционных покрытий, одними из основных параметров, определяющих длительность защитного действия, являются трещиностойкость, паропроницаемость и водозащитные свойства.

Для косвенной оценки трещиностойкости предлагается испытание покрытия на удар путём падения на него груза весом в 1 кг с высоты 50 см. При этом толщина покрытий не должна превышать 1,5 мм. Оценка трещиностойкости производится по наличию трещин и отслоений после удара. Данный вид испытаний широко используется в лакокрасочной промышленности.

При отработке данной методики применительно к цементным покрытиям был проведён анализ влияния типа оснований на характер разрушения покрытий при ударе. Опробованы металлическая и бетонная подложки. Исследования показали, что вид подложки имеет решающее значение при определении характера разрушения цементных покрытий. При использовании минеральной подложки разрушения в покрытии выявить практически невозможно. Однако в случае

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

металлического основания характер разрушения покрытий резко отличается друг от друга. Например, в «жёстких» покрытиях происходит хрупкое разрушение, сопровождающееся растрескиванием и отслоением покрытия от металла. В эластичных – имеет место лишь вмятина. Подобный вид разрушения, свойственный эластичным материалам, указывает на наличие вязкоэластических свойств и повышенную деформативность цементных покрытий, а следовательно, и трещиностойкость.

Одной из основных причин низкой долговечности большинства цементных покрытий фасадов зданий является повышенное сопротивление паропроницанию. В строительном проектировании общепринято оперировать коэффициентами паропроницаемости материалов, соответствующими их 75-80%-ной сорбционной влажности. Однако с уменьшением влажности материала снижается и его паропроницаемость. Поэтому в климатических условиях с «обратным ходом» относительной влажности, когда влажность наружного воздуха наблюдается в холодное время года, при оценке долговечности фасадных покрытий всегда следует этот факт учитывать.

Зимой, в условиях различной температуры внешней и внутренней поверхности стеновых конструкций, а также при разнице парциального давления водяного пара происходит процесс диффузии парообразной влаги сквозь конструкцию, направленный из более тёплой среды в более холодную. При этом снижение сорбционной влажности лицевой поверхности стены сопровождается резким снижением паропроницаемости отделочного покрытия. В результате парообразная влага, не имея возможности выйти наружу, скапливается в виде конденсата на границе раздела фаз «подложка - покрытие», замерзает и вызывает разрушение адгезионной системы. Подобный вид разрушения систематически наблюдается на Тихоокеанском побережье в случае использования для отделки стен плотных высокомарочных покрытий. Причём интенсивное разрушение цементных покрытий довольно часто сопровождается разрушением стенового материала — бетона или кирпича.

Таким образом, при оценке покрытий необходимо обязательно рассматривать условие, чтобы коэффициент паропроницаемости отделочного покрытия был не ниже коэффициента паропроницаемости подложки. Причём для климатических условий с «обратным ходом» относительной влажности следует делать поправку на его снижение в холодный период, используя формулу [1]

$$M_{\psi} = M_{80}\, w_{\psi} / w_{80}\ (\text{г/м*ч*мм рт.ст}),$$

где w_{ψ}, w_{80} - сорбционная влажность материала при фактической и 80% -ной относительной влажности воздуха; M_{ψ}, M_{80} – коэффициент паропроницаемости материала при фактической и 80%-ной относительной влажности воздуха.

Следующим методом оценки долговечности изоляционных покрытий является оценка водозащитных свойств: водонепроницаемости при гидростатическом давлении и капиллярном всасывании. В данном случае большинство исследователей определяют водонепроницаемость покрытий на образцах, соответствующих бетонным, получая высокие показатели водонепроницаемости (порядка W20-22). Подобные испытания дают оценку водонепроницаемости материала лишь в объёме, не характеризуя его противофильтрационные свойства в тонкослойном покрытии.

На наш взгляд, оценку противофильтрационного защитного действия тонкослойных покрытий следует проводить на цементных образцах-подложках с развитой поровой структурой, имеющей высокую проницаемость (к примеру, на подложках ЦПР с водопоглощением ≥ 20%). При этом испытания проводятся на образцах толщиной порядка 5-6 см и диаметром15 см, а толщина покрытия соответствует реальной. Тут же встаёт вопрос, при каком гидростатическом давлении и в течение какого времени необходимо испытывать адгезионное соединение на водонепроницаемость?

В данном случае расчет гидростатического давления воды предлагается производить с учетом скорости ветра, количества и интенсивности осадков, выпадающих на вертикальную поверхность во время дождя, по общеизвестной в строительной климатологии формуле [1]

$$\Delta p = \kappa v^2 \gamma / 2g\ (\text{мм вод. ст.}),$$

где κ - аэродинамический коэффициент; v - скорость ветра (м/с); γ - объемный вес воздуха при определенной температуре наружного воздуха (кг/м^3); g – ускорение свободного падения (9,8 м/с^2).

Например, по данным справочного пособия к СНиП "Строительная климатология", максимальная скорость ветра во время дождя во Владивостоке составляет 28 м/с, что в пересчете по формуле [1] при температуре окружающего воздуха 20°С соответствует 55 мм водяного столба. Следовательно, при переводе мм вод. ст. в МПа гидростатическое давление воды на поверхность стены во время "косого" дождя следует принимать равным 0,00055 МПа. При этом необходимо учитывать, что ветровой напор в районе верхних этажей (9-го и выше) увеличивается в 2-3 раза, по сравнению с ветровым напором, действующим на нижележащих этажах.

Время, соответствующее испытанию покрытий при заданном гидростатическом давлении, предлагается определять по формуле, учитывающей количество и интенсивность осадков, выпадающих на вертикальную поверхность [2]

$$T = H/I\ (\text{мин}),$$

где H - количество осадков, выпавших на вертикальную поверхность, мм; I - интенсивность дождя, мм/мин.

Например, по многолетним метеорологическим данным, во Владивостоке максимальное количество осадков, выпадающих на вертикальную поверхность за один дождь, составляет 430 мм с интенсивностью 0,19 мм/мин. Подставляя эти данные в формулу [2], получаем время, соответствующее времени испытаний: T = 430 мм/ 0,19 мм/мин, что составляет 38 ч.

Сопоставление предлагаемых расчетных параметров с параметрами, используемыми при испытании на водонепроницаемость гидроизоляционных рулонных материалов и мастик по ГОСТ 30693 - 2000 «Мастики кровельные и гидроизоляционные», показало следующее. Испытания проводятся в течение 15 мин при гидростатическом давлении 0,003 МПа или 72 ч при давлении 0,001 МПа, что является достаточным для обеспечения полной водонепроницаемости.

Библиографический список

1. **Ильинский В.М.** Строительная теплофизика. – М., 1974.

2. **Фокин К.Ф.** Строительная теплофизика ограждающих частей зданий. – М.: Стройиздат, 1973.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В.В.СТРОКОВА, д-р техн. наук, проф., Е.И.ХОДЫКИН, канд. техн. наук, С.В.КАРАЦУПА, Е.А.ЯКОВЛЕВ, А.О.ЛЮТЕНКО, инженеры (БГТУ им. В.Г.Шухова)

Изменение прочностных характеристик грунтобетонов при длительном твердении

Прочность обработанного техногенного сырья зависит от ряда переменных, включая: тип вяжущего, дозировку и способ введения, время твердения, тип техногенного материала, начальную влажность, температуру.

Представления о длительном непрерывном увеличении прочностных показателей техногенного сырья, обработанного известьсодержащим вяжущим, имеет важное значение при использовании таких материалов в конструкции дорожных одежд. Увеличение прочности помогает компенсировать эффект усталости от повторяющихся нагрузок, а также может способствовать проявлению «целительных эффектов» при воздействии циклов увлажнения–высыхания и замораживания–оттаивания.

Известковые вяжущие относят к категории медленно твердеющих: монотонное нарастание прочности наблюдается в течение нескольких лет. Первоначальная (непосредственно после смешивания) прочность грунтоизвесткового композита является результатом практически мгновенно протекающих реакций между известьсодержащими отходами (ИСО) и рыхлой вскрышей (РВ), а именно: ионообмен, флокуляция, агломерация. Нарастание прочности во времени связано с развитием пуццолановых реакций, вследствие которых формируются цементирующие техногенные материалы новообразований. При хорошей первоначальной реакции (прочность в начальные сроки твердения на образцах с оптимальным содержанием вяжущего достигает 2,4 МПа (рис. 1)) прирост прочности наблюдается до 28 сут. Это связано с образованием гелевидных глобул на поверхности глинистых частиц и упрочнением структуры образца. Далее, до 60 сут, наблюдается затухание изменения прочности и дальнейшее гелеобразование. Падение прочности на 75 сут связано с процессами начального кристаллообразования и разуплотнения структуры образца.

Следующая стадия (6–12 мес) характеризуется некоторой стабильностью, и не наблюдается заметного снижения прочности материала в воздушно-влажном состоянии.

При укреплении техногенного сырья (рыхлой вскрыши и отходов дробильно-сортировочной фабрики — ОДСФ) комплексом вяжущих (ИСО и цементом) в результате гидролиза и гидратации клинкерных минералов, взаимодействия продуктов гидратации с гидратирующейся фазой ИСО и глинистой фазой техногенного вещества образуется грунтоцементный камень, прочность которого обусловлена кристаллической структурой, формирование которой достигается за счет рационально подобранной грунтобетонной смеси [1].

Кинетику изменения прочности грунтобетонных образцов на основе рыхлой вскрыши и отходов дробильно-сортировочной фабрики исследовали на основе данных за 3 летний срок. Анализ полученных результатов и литературных данных [2, 3] позволяет выявить четыре основные стадии формирования грунтобетона:

I стадия (от начала до 60 сут) характеризуется гидратацией наиболее активных минералов, непре-

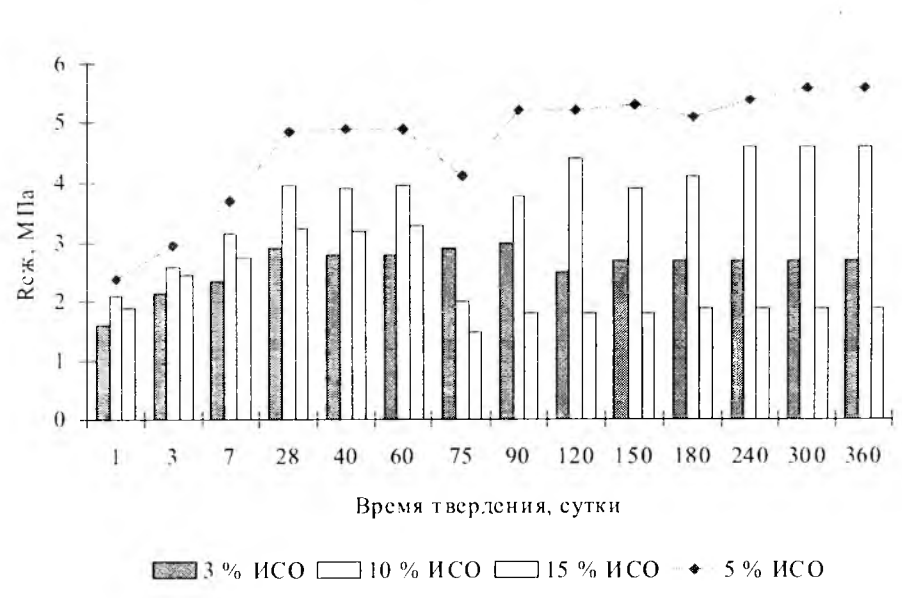


Рис. 1. Изменение прочности при длительном твердении образцов рыхлой вскрыши с ИСО

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Рис. 2. Образование игловидных и волокнистых гидросиликатов кальция в начальные сроки твердения

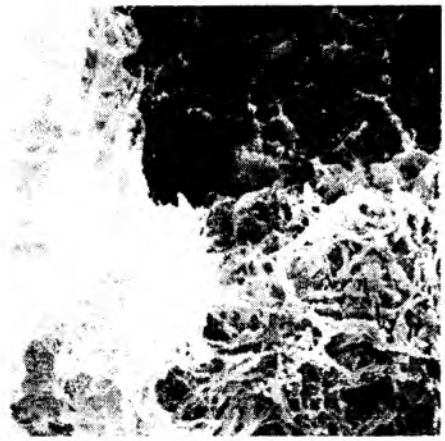


Рис. 3. Образование сетевидных гидросиликатов кальция

Рис. 4. Образование нерастворимых кристаллов гидросиликатов кальция

рывным увеличением прочности, что обусловлено гидратацией цемента, развитием хемосорбционных процессов, формированием одного из главных продуктов гидратации портландцемента–соединения переменного состава из групп гидросиликатов кальция (CSH I). Они оказывают наибольшее влияние на возникновение прочности грунтобетона в зависимости от сроков твердения. В начальные сроки образуются игловидные и волокнистые гидросиликаты кальция (рис. 2).

Прочность водонасыщенных образцов достигает 7,5 МПа на основе РВ и 5,9 МПа на основе ОДСФ. В конце периода, вероятно, преобладают коагуляционные структурные связи.

II стадия (от 60 до 90 сут) отличается падением прочности (до 5,9 МПа и 4,5 МПа на основе РВ и ОДСФ соответственно). Это обусловлено разуплотнением структуры грунтобетона из-за роста кристаллов, которые разрушают структуру грунтобетона, вызывая тем самым образование микротрещин. Игловидные и волокнистые гидросиликаты кальция переходят в сетевидные второго типа (CSH II), что представлено на рис. 3. Происходит раскристаллизация геля. В конце периода преобладают конденсационные структурные связи.

III стадия (от 90 до 360 сут) характеризуется увеличением прочности материала (8,2 МПа для РВ и 6,8 МПа для ОДСФ) вследствие интенсификации процессов гидратации за счет проникновения воды в образовавшиеся трещины. Структура твердеющей массы постепенно переходит в конденсационно-кристаллизационную.

В течение IV стадии (от 1 до 3 лет) процессы гидратации постепенно затухают, увеличивается количество кристаллических новообразований, представленных гидросиликатами типа CSH III (рис. 4). При этом рост прочности затухает, стабилизируясь на 9,6 МПа (РВ) и 6,9 МПа (ОДСФ). Структура твердеющей массы становится кристаллизационной.

Таким образом, изменение прочностных показателей при длительных сроках твердения обусловлено изменением фазового состава и микроструктурных параметров грунтобетона. Установлен период разуплотнения структуры, который приходится на промежуток 60–90 сут. Разуплотнение микроструктуры обусловлено давлением сформировавшихся новообразований на стенки пор, разрывом контактов между структурообразующими компонентами системы. Это приводит к снижению прочностных характеристик композита в целом.

Последующий рост прочности связан с вторичным уплотнением структуры. Растворенная часть, присутствующая в композите, заполняя микротрещины, формирует благоприятную среду для зародышеобразования, раскристаллизация которых приводит к залечиванию дефектов микроструктуры композита. Это способствует приросту прочности до максимального значения (прочность, предшествующая падению) и дальнейшему ее росту. Колебания прочности в данный период достигают 22%.

Библиографический список

1. Строкова В.В., Воробьев Н.Д., Глаголев С.Н., Щеглов А.Ф., Карацупа С.В. Особенности сырьевой базы дорожного грунтобетона региона КМА / Современные технологии в промышленности строительных материалов и стройиндустрии: Сб. статей Междунар. конгресса (XVI науч. чтения БГТУ им. В.Г. Шухова). – Белгород: Изд-во БГТУ, 2003. – Ч. I. – С. 378–381.

2. Воронкевич С.Д. Основы технической мелиорации грунтов / С.Д. Воронкевич. – М.: Научный мир. – 2005. – 504 с.

3. Ларионова Н. А. Исследование процесса твердения зологрунтов и золоцементогрунтов на основе грунтов и зол различного состава. Дисс. канд геол.-минерал. наук. – М.: МГУ, 1978. – 129 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В.В.ДЕГТЯРЕВ, канд. техн. наук

О статье И.Н.Тихонова, В.З.Мешкова, Г.Н.Судакова «О нормировании анкеровки стержневой арматуры»*

В дискутируемой статье много говорится о требованиях иностранных норм проектирования (в частности Евронорм и норм США) к анкеровке стержневой арматуры периодического профиля. При этом основной упор делается на то, что иностранные нормы проектирования требуют бо**л**ьшие значения длин анкеровки и нахлестки по сравнению со СНиП 2.03.01-84* [1]. Единственной причиной такой ситуации авторы считают различие в виде периодического профиля и относительной площади поперечных ребер (f_R) арматурных стержней, производимых в бывшем СССР и зарубежных странах. Однако, как будет показано далее на примере эволюции норм США, это совсем не так.

В качестве одного из доказательств необходимости увеличения длины анкеровки при уменьшении относительной площади поперечных ребер авторы приводят данные по базовым значениям длины анкеровки, требуемым нормами США (ACI 318) разных годов издания. Согласно этим данным, базовые значения длины анкеровки по ACI 318 были значительно увеличены в период с 1984 по 2004, что позволило авторам высказать следующее предположение о причинах такого изменения норм:

«В последние два десятилетия, как следствие экономической глобализации, профили других видов [отличных от кольцевого и с меньшим f_R] стали проникать на рынки и США, и стран их традиционного технического влияния».

Высказанное предположение о причинах значительного увеличения длины анкеровки в США, которое, кстати сказать, было произведено в нормах ACI 318 1989 г. [2], не соответствует реальным причинам, освещенным в публикациях [3-5].

Прежде всего, отметим, что в США превалирующее положение занимали и занимают периодические профили с поперечными ребрами постоянной высоты, как верно отмечают авторы, но со средним фактическим значением f_R равным 0,0727 [6], что соответствует среднему фактическому значению f_R арматуры серповидного периодического профиля, производимой и применяемой в России [7].

Основной причиной значительного изменения положений норм ACI 318-83 [8] послужили результаты сравнения прочности сцепления, вычисленной по этим нормам, с опытными данными [3, 9, 10]. При сравнении учитывались, в частности, результаты испытаний 254 образцов с заанкерованными стержнями. Во внимание принимались только такие образцы, толщины защитного слоя бетона, а также напряженное состояние бетона и арматуры в которых соответствовали реальным конструкциям. Иными словами, результаты испытаний «на выдергивание» арматурного стержня из призмы, опертой торцом, не учитывались. Проведенное сравнение показало, что прочность сцепления 86 испытанных образцов (34 % от общего числа) была менее вычисленных по ACI 318-83 значений [3]. Причинами подобных результатов были названы следующие [3-5, 9, 10]:

- требования норм ACI 318-83 (и более ранних) были основаны на рассмотрении модели разрушения сцепления от среза бетонных консолей между поперечными выступами арматуры, т.е. выдергивания стержня из бетона (pullout failure), хотя более типичным видом разрушения анкеровки и соединений внахлестку на практике является разрушение от раскалывания бетона, окружающего арматурный стержень (splitting failure);

- недостаточный и некорректный учет влияния конструктивных факторов (толщины защитного слоя бетона, расстояния между стержнями и количества поперечной арматуры) на прочность сцепления.

В результате, в работах [9, 10] были предложены формулы для определения прочности сцепления, а также длин анкеровки и нахлестки, построенные на основе статистического анализа упомянутых выше данных и более корректно учитывающие влияние конструктивных факторов на прочность сцепления по сравнению с действовавшими на тот день нормами. На результатах работ [9, 10] и были основаны зависимости для определения длин анкеровки и нахлестки, принятые в нормах ACI 318-89 [3-5] и последующих изданий, вплоть до ныне действующих [11]. При этом, действительно, длины анкеровки и нахлестки по ACI-318-89 в большинстве случаев получались значительно больше таковых по ACI-318-83 [3]. Это увеличение особенно заметно на базовых значениях длины анкеровки (что и показано на рис. 1 дискутируемой работы), так как базовая длина анкеровки – это длина анкеровки при худшем сочетании конструктивных факторов (минимально допустимые нормами толщина защитного слоя бетона и расстояние между стержнями при отсутствии поперечной арматуры), которая может быть уменьшена при благоприятных условиях [4].

Таким образом, существенное изменение требований к длине анкеровки (в сторону её увеличения) в США было произведено как результат значительного прогресса в понимании явления сцепления

*«Бетон и железобетон», № 3, 2006, с. 2-7.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

стержневой арматуры периодического профиля и факторов, влияющих на прочность сцепления, а следовательно, и на длину анкеровки, и ни коим образом не связано ни с видом периодического профиля, ни со значением f_R.

Отсутствие разрушений конструкций в США из-за недостаточной длины анкеровки (нахлестки) (до введения норм 1989 г.) объясняется тем, что требования норм проектирования к минимальным толщине защитного слоя и расстоянию между стержнями, а также наличие поперечной арматуры в большинстве балок и колонн предохраняли от этого [5]. К вышеперечисленному можно также добавить общий запас, закладываемый при расчете.

Необходимо отметить, что в современных европейских нормах проектирования [12] при нормировании длин анкеровки и нахлестки принят подход, подобный ACI 318-89 и последующих годов [13, 14], т.е. разрушение от раскалывания бетона принято за основной вид разрушения анкеровки (нахлестки), и влияние конструктивных факторов на прочность сцепления учтено соответствующими коэффициентами, которые позволяют существенно уменьшить длину анкеровки (нахлестки) при благоприятных условиях.

В России же, к сожалению, до сих пор действует старый подход, когда сцепление рассматривается в основном как свойство арматуры, а характеристики сцепления определялись [15] и определяются напрямую из испытаний «на выдергивание» (о существенных недостатках этого метода будет сказано ниже), что в очередной раз подтверждается дискутируемой статьей.

Необходимо отметить также, что некоторое влияние на разницу в значениях длины анкеровки, требуемой нормами стран Европы и бывшего СССР, оказывает то, что нормы Европы традиционно являются более консервативными, т.е. запасы, закладываемые при проектировании конструкций по европейским нормам, значительно больше запасов при проектировании по СНиП 2.03.01-84*, что, несомненно, относится и к анкеровке. К сожалению, авторы не рассматривают этот вопрос.

Авторы предлагают так называемый четырехсторонний серповидный периодический профиль, применение которого, согласно дискутируемой статье, позволяет значительно сократить длину анкеровки за счет более высоких значений f_R (по сравнению с двухсторонним серповидным) и самой конструкции профиля, которая, по мнению авторов, позволяет уменьшить раскалывающее воздействие арматуры на бетон. Основываясь на результатах испытаний «на выдергивание», авторы считают возможным уменьшение длины анкеровки на 30 % при замене двухстороннего серповидного профиля четырехсторонним независимо от конструктивных факторов. В то время как результаты большого количества экспериментов, проведенных в США в 90-х годах прошлого века на образцах с толщинами защитного слоя и напряженным состоянием арматурных стержней и окружающего их бетона, имеющими место на практике, показывают, что при увеличении f_R (от 0,05 до 0,140) длина анкеровки может быть заметно сокращена только при постановке дополнительной поперечной арматуры [6, 11, 16-18]. Это объясняется тем, что бо́льшая величина f_R позволяет развивать на поверхности контакта арматуры с бетоном бо́льшие касательные напряжения (напряжения сцепления), что, в свою очередь, приводит к бо́льшим напряжениям распора, которым, при отсутствии поперечной арматуры, защитный слой (при его толщинах, используемых на практике) сопротивляться не может, и происходит его раскалывание с практически мгновенной потерей несущей способности анкеровки (соединения внахлестку). То есть для получения бо́льшей прочности сцепления и, следовательно, меньшей длины анкеровки (нахлестки) с увеличением f_R необходима постановка поперечной арматуры в пределах длины анкеровки (нахлестки). Причем, для получения бо́льшего эффекта от повышения f_R необходима постановка большего количества поперечной арматуры. Такого же эффекта можно добиться, увеличивая толщину защитного слоя, однако эта возможность на практике ограничена. Таким образом, результаты экспериментов [6, 11, 16-18] показывают, что уменьшение длины анкеровки при увеличении f_R можно получить только при увеличении (посредством конструктивных факторов) прочности сцепления при раскалывании. Это отражается в формулах, предлагаемых Комитетом 408 Американского института бетона [11], в которых коэффициент, учитывающий влияние количества поперечной арматуры на длину анкеровки, является, в частности, функцией от f_R. То есть в случаях, когда поперечная арматура отсутствует, f_R не оказывает влияния на длину анкеровки.

В работах [7, 19] был проведен анализ экспериментальных данных и предложены формулы для определения прочности и расчетного сопротивления сцепления, которые, в частности, учитывают и f_R. Проведенный анализ показал, что при минимально требуемом СП 52-101-2003 [20] поперечном армировании увеличение f_R от 0,056 до 0,1 приводит к увеличению прочности сцепления (и уменьшению длины анкеровки) лишь на 1-3% (в зависимости от диаметра арматуры: для большего диаметра – меньшая величина). При увеличенном в 10 раз поперечном армировании (по сравнению с минимально требуемым) то же самое увеличение f_R приводит уже к возрастанию прочности сцепления на 8-27%. В связи с этим разница в значениях коэффициента η_1 для стержней разного периодического профиля (η_1=2,25 для серповидного двухстороннего по СТО АСЧМ 7-93 и ГОСТ 10884; η_1=3 для серповидного четырехстороннего и кольцевого по ГОСТ 5781) независимо от конструктивных факторов, предлагаемая авторами, выглядит необоснованной и неосторожной. Обоснование же предлагаемых значений коэффициента η_1 из прямого сравнения отечественных и зарубежных норм проектирования выглядит весьма спорным в связи с изложенным выше.

Не умаляя важности поперечной арматуры для обеспечения пластичного разрушения железобетонных конструкций, отметим, что необходимость поста-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

новки дополнительной поперечной арматуры для возможности уменьшения длин анкеровки и нахлестки при увеличении f_R может свести к нулю возможный экономический эффект.

Авторы утверждают, что четырехсторонний серповидный профиль создает меньшие усилия распора, по сравнению с двухсторонним, за счет расположения поперечных ребер «вразбежку». На сегодняшний день эти заключения являются чисто умозрительными и никак не подтверждены экспериментами, хотя методики для проведения подобных испытаний (для определения распорности профиля) существуют [13]. То есть, в настоящее время можно говорить только о возможном сокращении длины анкеровки при применении четырехстороннего серповидного профиля за счет несколько большего значения f_R, что, как указывалось выше, возможно только при наличии довольно большого количества поперечной арматуры.

Приведенная выше информация показывает, что методика проведения испытаний для определения характеристик сцепления существенно влияет на их результаты. Так, методика испытания «на выдергивание» не только дает завышенные значения прочности сцепления по сравнению с теми, которые могут быть реализованы в большинстве практических случаев, но может также приводить к функциональным зависимостям, которые не справедливы для большинства реальных конструкций. Это обусловлено следующими недостатками метода испытания «на выдергивание» [11, 13, 14]:

1. Напряженное состояние бетона и арматуры при таких испытаниях не соответствуют подавляющему большинству случаев, встречающихся на практике. При таком методе испытания арматурный стержень растянут, а бетон сжат, что очень редко наблюдается в реальных конструкциях.

2. За счет сил трения, действующих по поверхности контакта бетона образца и опорной стальной пластины, возникает эффект обоймы, т.е. силы трения сдерживают поперечные деформации бетона, окружающего арматурный стержень, что приводит к завышенным значениям прочности и жесткости сцепления.

3. Толщина защитного слоя бетона при таких испытаниях составляет порядка 5d, что также не соответствует реальным конструкциям.

По причине этих недостатков Комитет 408 Американского института бетона не рекомендует определять длину анкеровки (нахлестки) на основе испытаний на выдергивание [11].

В настоящее время в Европе делаются попытки разработать новый метод испытания на сцепление, который бы исключал вышеназванные недостатки и более точно отражал работу заанкерованных (соединенных внахлестку) стержней, наблюдаемую на практике [13, 14]. В США такой стандарт уже существует [21].

Увеличение прочности и жесткости сцепления с увеличением f_R при испытании «на выдергивание» объясняется тем, что эффект обоймы и защитный слой бетона большой толщины выполняют роль поперечной арматуры, сдерживая бетон от преждевременного раскалывания.

Таким образом, существуют весьма веские основания относиться к результатам, полученным при испытании «на выдергивание», с большой осторожностью.

Подводя итог вышесказанному, отметим следующее:

1. Согласно современным представлениям, эффективность сцепления определяется не только видом периодического профиля и относительной площадью поперечных ребер, но также и конструктивными факторами, которые в большинстве случаев являются определяющими.

2. Так как преимущества именно конструкции серповидного четырехстороннего, по сравнению с серповидным двухсторонним профилем, не доказаны экспериментально, то на сегодняшний день можно говорить лишь о возможном увеличении прочности и жесткости сцепления арматуры с четырехсторонним серповидным профилем за счет большего значения f_R. Уменьшение же длины анкеровки (нахлестки) с увеличением f_R на практике возможно только в тех случаях, когда устанавливается достаточное (определенное, например, на основе [6, 7, 17, 19]) количество поперечной арматуры в зоне анкеровки (нахлестки) или имеют место поперечные сжимающие бетон в зоне анкеровки (нахлестки) напряжения, т.е. в тех случаях, когда существует возможность увеличить сопротивление бетона в зоне анкеровки (нахлестки) раскалыванию.

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования/ Госстрой России.–М.: ГУП ЦПП. 2000.–76 с.

2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-89/ACI 318R-89)," American Concrete Institute, Detroit, 1989, 353 pp.

3. Lutz, L.A., Mirza, S.A., and Gosain, N.K., "Changes to and Applications of Development and Lap Splice Length Provisions for Bar in Tension (ACI 318-89)," ACI Structural Journal, V. 90, No. 4, July-August 1993, pp. 393-406.

4. Moehle, J.P., Wallace, J.W., and Hwang, S.-J., "Anchorage Lengths for Straight Bars in Tension," ACI Structural Journal, V. 88, No. 5, September-October 1991, pp. 531-537.

5. Rezansoff, T., Akanni, A., and Sparling, B., "Tensile Lap Splices under Static Loading: A Review of the Proposed ACI 318 Code Provisions," ACI Structural Journal, V. 90, No. 4, July-August 1993, pp. 374-384.

6. Darwin, D., Tholen, M. L., Idun, E. K., and Zuo, J., "Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars," ACI Structural Journal, V. 93, No. 1, January-February 1996, pp. 95-107.

7. Дегтярев В.В. Анализ требований СП 52-101-2003 к длинам анкеровки и нахлестки растянутых стержней периодического профиля и предложения по определению расчетного сопротивления сцепления. II Всероссийская (международная) конференция по бетону и железобетону. Москва, 2005, с. 388-401.

8. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)," American Concrete Institute, Detroit, 1983, 111 pp.

9. Orangun, C.O., Jirsa, J.O., and Breen, J.E., "Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI JOURNAL, Proceedings V. 74, No. 3, Mar. 1977, pp. 114-122.

10. Orangun, C.O., Jirsa, J.O., and Breen, J.E., "The Strength of Anchored Bars: A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," Research Report No. 154-3F, Center for Highway Research, The

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

University of Texas at Austin, Tex., Jan. 1975, 78 pp. (http://ultimate.fsel.utexas.edu/FSEL_reports/154-3F.pdf).

11. ACI Committee 408, Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI 408R-03), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2003, 49 pp.

12. prEN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, 2003, 225 pp.

13. FIB Bulletin 10: Bond of reinforcement in concrete. State of the art report. – Lausanne: Fйdйration internationale du bйton, August 2000, 427 pp.

14. Cairns, J., and Plizzari, G., "Towards a Harmonized European Bond Test," Materials and Structures, V. 36, No. 262, October 2003, pp. 498-506.

15. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. Москва, Стройиздат, 1974, 232 с.

16. Darwin, D., and Graham, E. K., "Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars," ACI Structural Journal, V. 90, No. 6, November-December 1993, pp. 646-657.

17. Zuo, J., and Darwin, D., "High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete," ACI Structural Journal. V. 97, No. 4, July-August 2000, pp. 630-641.

18. Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M. L., and Idun, E. K., "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," ACI Structural Journal, V. 93, No. 3, May-June1996, pp. 347-359.

19. Дегтярев В.В. Прочность сцепления арматуры периодического профиля с бетонами классов прочности В10-В100// Бетон и железобетон, № 6, 2005, с. 13-18.

20. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.–М.: ФГУП ЦПП, 2004 – 53 с.

21. ASTM A 944-99, "Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens," 2001 Annual Book of ASTM Standards, V. 01.04, West Conshohocken, Pa., pp. 501-504.

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

К дискуссии по статье «О нормировании анкеровки стержневой арматуры»

Авторы статьи признательны г-ну Дегтяреву В.В., проживающему ныне в США, за внимание, оказанное нашей публикации, и критические замечания, относящиеся к обоснованию предпосылок повышения требований к длине анкеровки арматуры в последних изданиях американских норм ACI 318.

Касаясь анализа критериев оценки сцепления арматуры с бетоном и влияния на него различных факторов, на наш взгляд, необходимо различать две принципиальные концепции, сложившиеся в нашей стране и в США.

У нас было принято, что разрушение сцепления от продольного раскалывания бетона не может считаться расчетной моделью, так как этот очень опасный тип разрушения в принципе недопустим. Его недопустимость гарантированно обеспечивается конструктивными мерами (поперечным армированием, поперечным обжатием, толщиной защитного слоя, расстояниями между стержнями и т.п.). При этих условиях форма поверхности арматурного стержня играет превалирующую роль, так как нарушение сцепления происходит по схеме, называемой в США pull out failure.

Такая концепция способствовала в 60-80 г.г. возникновению и у нас, и на Западе множества изобретений в области периодических профилей, в том числе нескольких разновидностей серповидного. Для оценки сцепления и анкеровки во всем мире широко использовались испытания на вытягивание стержней из бетонных призм. В 1983 г. были разработаны рекомендации РИЛЕМ/ЕКБ/ФИП по методике таких испытаний. В рамках этой концепции в НИИЖБ под руководством проф. А.А. Гвоздева и в ряде других научных организаций были проведены масштабные, отличающиеся методическим разнообразием, экспериментально-теоретические исследования природы и прочности сцепления. Их результатом стали требования к определению длины анкеровки и нахлестки стержней и соответствующие конструктивные требования, вошедшие в СНиП II-21-75. Значения длин l_{an} и l были существенно уменьшены по сравнению с требованиями норм западноевропейских стран.

В практически неизменном виде они сохранялись до 2003 г. Для страны с преимущественным распространением сборного железобетона это дало ощутимый народнохозяйственный эффект.

В США и ряде других стран в последние десятилетия возобладала концепция расчетной модели разрушения сцепления от раскалывания бетона (splitting failure), которое, по словам г-на Дегтярева, «является более типичным видом разрушения анкеровки и соединений внахлестку на практике». Это дало толчок многочисленным исследованиям по изучению факторов, влияющих на сцепление, именно в таких условиях. Естественно, приоритетными показателями здесь стали поперечное армирование (эффект обоймы), толщина защитного слоя и т.п. Форма поверхности профиля оказалась фактором второстепенным, так как, фигурально говоря, в продольно расколотом бетоне никаким профилем арматурного стержня хорошего сцепления добиться невозможно. Возникли иные, чем вытягивание из призм, методы испытаний, некоторые из которых были предложены для нормативных документов.

Результатом принятия данной концепции и соответствующих научных исследований стало существенное повышение длин анке-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ровки и нахлестки до еще более высокого уровня, чем требования Евронорм [1].

Можно ли с уверенностью считать эту новую концепцию безусловно лучшей и «сожалеть» о том, что «в России до сих пор действует старый подход»? Обратимся к практике эксплуатации реальных конструкций.

В СССР и позднее в РФ в обозримой ретроспективе не случалось аварийных разрушений запроектированных по действовавшим нормам конструкций по причине недостаточного сцепления арматуры с бетоном.

В США, по словам В.В. Дегтярева со ссылкой на американский источник, до введения повышенных требований ACI 318-89 таких разрушений не наблюдалось в связи с тем, что «требования норм проектирования к минимальным толщине защитного слоя и расстоянию между стержнями, а также наличие поперечной арматуры в большинстве балок и колонн предохраняли от этого».

Следует заметить, что за рубежом современные научные воззрения вовсе не столь категоричны, как это представляет г-н Дегтярев, в отношении влияния формы периодического профиля на сцепление. В хорошо известном оппоненту составленном международными авторитетами 427-страничном обзоре ФИБ «Сцепление арматуры с бетоном» [2] геометрические параметры периодического профиля и объединяющий их «индекс сцепления» f_R (в пределах от 0,5 до 1,0) позиционируются как первостепенный критический фактор, гарантирующий уровень сцепления. Правда, подвергается сомнению линейный характер зависимости от f_R прочности сцепления, установленной Рэмом в 1969 г.

Не отрицается столь рьяно в мире и ценность испытаний на вытягивание стержней из призм. Так, в окончательной редакции проекта Евростандарта prEN 10080 «Арматурная сталь свариваемая. Общие положения» 2005 г. [3] этот метод включен как рекомендуемый для сравнительной оценки профилей по сцеплению с бетоном. Намного раньше, по данным испытаний С.А. Дмитриева и Н.М. Мулина (48 балочных образцов), «характер перемещений растянутой арматуры по отношению к грани бетона у опоры оказался аналогичным перемещению ненагруженного конца стержня при выдергивании из призм» [4], где прочность и деформации смещения стержней играют ключевую роль.

В наших исследованиях испытания на вытягивание проводились вовсе не для имитации работы реальных конструкций, как считает г-н Дегтярев. Этот метод был использован в целях сравнения взаимодействия с бетоном арматуры разных профилей при прочих равных условиях, именно так, как это и записано в стандарте prEN 10080. Критические же замечания в адрес методики таких испытаний в значительной части просто неверны и, как уже говорилось, идут вразрез с мнением авторитетнейших исследователей, отечественных и зарубежных.

Касаясь предложенного нами нового периодического профиля для арматурного проката класса А500 (А500СП), автор дискуссионных заметок уделил много места осуждению якобы занятой нами позиции о возможности сокращения длины анкеровки стержней только за счет увеличения f_R без учета отрицательных последствий такого увеличения.

Но это не наша позиция!

На самом деле предпосылками разработки явились следующие.

1. Профиль ГОСТ 5781 с ребрами кольцевой формы, прослуживший у нас в стране как единственный для стержневой арматуры более 40 лет, из которых последние 30 лет в железобетоне применялись расчетные длины анкеровки в среднем на 30% ниже, чем по нормам ACI 318-89 и Евронормам. При этом сцепление никогда не становилось причиной аварийных ситуаций (не считая, конечно, случаев раскалывания торцов тонких сборных плит при несоблюдении технологии отпуска натяжения).

2. Этот профиль имеет ряд недостатков с точки зрения технологии прокатки. Кроме того, в больших диаметрах из-за слишком частого оребрения значительная часть металла (до 7%) исключается из работы по восприятию стержнем осевых усилий, малые расстояния между ребрами препятствуют плотной компоновке частиц крупного заполнителя вокруг сердечника стержня, при этом значения f_R выходят за верхний предел оптимального диапазона.

3. С начала 90 гг. ориентированные на экспорт крупные металлургические заводы стали выпускать арматуру всех классов с так называемым европрофилем с серповидными поперечными ребрами. Являясь более технологичным для металлургов, так как позволяет увеличивать скорость прокатки и долговечность валков, этот профиль страдал пониженным сцеплением с бетоном из-за того, что, согласно prEN 10080, до 25% поверхности стержня может быть лишена поперечного оребрения. Его нормируемое значение f_R лежит на нижней границе приемлемого интервала. Проведенные в Украине и Белоруссии экспериментальные исследования ясно показали необходимость увеличения длин анкеровки до уровня Евронорм (на 25-30%), что и было оперативно сделано в этих странах [5,6,7]. Усиление профиля путем увеличения высоты ребер нежелательно с точки зрения технологии прокатки и, как справедливо замечает наш оппонент, неизбежно вызовет усиление распора в зонах анкеровки.

4. С развитием производства и распространением высокоэффективной арматуры класса А500С при сохранении все еще превалирующего объема арматуры класса А400 у строителей возникла проблема распознавания класса арматурных стержней на стройплощадках и заводах ЖБИ.

В этой связи представлялось целесообразным для арматуры класса А500С разработать технологичный в прокатке периодический профиль, легко отличимый даже на ощупь, причем, желательно, не уступающий по сцеплению профилю по ГОСТ 5781, с тем чтобы не требовалось увеличивать длину анкеровки по сравнению с требованиями СНиП 2. 03.01-84.

Созданный нами четырехсторонний (с четырьмя рядами серповидных ребер) профиль имеет оребрение всей поверхности сердечника при высоте ребер такой

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

же, как у европрофиля, и несколько большем шаге ребер в каждом ряду. В этом профиле f_R гарантируется на оптимальном уровне 0,075-0,078, но не за счет роста ребер и уменьшения их шага, а следовательно, без создания условий для опасного развития усилий распора. За счет более равномерно распределенной по периметру сечения площади смятия поперечных ребер естественно предположить и столь же равномерное распределение нормальных к поверхности стержня напряжений распора. Кстати, это, с точки зрения г-на Дегтярева, «умозрительное заключение» подтвердилось сравнительными испытаниями призм со стержнями ∅25 мм, разрушившихся от раскалывания бетона. Раскалывание образцов со стержнями с двухсторонним серповидным профилем происходило при меньшей осевой нагрузке на стержень, чем образцов со стержнями, имеющими четырехсторонний профиль.

В настоящее время это явление экспериментально проверяется нами более углубленно по иным методикам. В частности, первые данные в начатой серии испытаний по определению длины зоны передачи напряжений при отпуске натяжения также свидетельствуют о меньшей «распорности» четырехстороннего профиля.

5. Испытания на вытягивание из призм стержней серповидного, кольцевого и нового четырехстороннего профилей (суммарное количество образцов перевалило за полторы сотни) однозначно указывают на преимущественное положение нового профиля по таким показателям, как максимальное усилие вытягивания, деформации втягивания конца стержня, сохранение максимального усилия при значительных пластических деформациях стержня.

Это дало основание сделать вывод о возможности применения к арматуре нового профиля требований к длинам анкеровки и нахлестки, аналогичных установленным 30 лет назад для кольцевого профиля и доказавших за это время свою надежность.

Утверждения В.В. Дегтярева о том, что улучшение сцепления достигнуто нами только за счет увеличения f_R, на наш взгляд, безосновательны и даже не умозрительны.

При этом нельзя, конечно, отказать в справедливости его суждений относительно положительного влияния на сцепление адекватного поперечного армирования. Это влияние хорошо известно и учитывается во всех отечественных нормативных документах в разделах, регламентирующих длины анкеровки и нахлестки арматурных стержней.

Библиографический список

1. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels (April 2003).

2. Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report by Task group Bond models. FIB bullenin 10 (August 2000).

3. prEN 10080 Final Draft «Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel – General (January 2005).

4. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. Москва, Стройиздат, 1974.

5. Климов Ю.А. Исследования и нормирование механических характеристик и служебных свойств арматурного проката по ДСТУ 3760-98. Опыт применения в конструкциях из обычного и предварительно напряженного железобетона. Вторая Всероссийская (международная) конференция по бетону и железобетону. Том 5. Москва, 2005.

6. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции». Минск, 2003.

7. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. Госстрой Украины. Киев 2002.

Вышло в свет:

Чернявский В.Л., Хаютин Ю.Г., Аксельрод Е.З., Клевцов В.А., Фаткулин Н.В. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. М.2006. – 113 стр.

Впервые в России в развитие СП 52-101-2003 издано Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами.

В нем приведена методика расчета усиления железобетонных конструкций с использованием внешнего армирования композитными материалами на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон, а также изложены рекомендации по технологии производства работ. Сформулированы правила проектирования усиления композитными материалами заводского изготовления (ламинаты) и создаваемыми непосредственно на строительном объекте из тканей (холстов). Рассмотрены примеры усиления конструкций по предельным состояниям первой и второй групп (расчет нормальных и наклонных сечений изгибаемых элементов, сжатых и внецентренно сжатых элементов и элементов, испытывающих осевое растяжение). Для расчета используются условия равновесия внутренних усилий и деформационная модель.

В основу руководства положены опыт проектирования и выполнения работ по усилению железобетонных конструкций ООО "ИнтерАква" и исследования, проведенные в НИИЖБе, результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований, рекомендации производителей композитных материалов для усиления строительных конструкций, а также учтен анализ данных практического применения композитных материалов.

Руководство предназначено для проектных и конструкторских организаций, занимающихся вопросами ремонта и реконструкции различных строительных конструкций, а также для ИТР, осуществляющих эти работы.

Контакты: 8(495) 952-66-09,
E-mail: inter-aqua@mtu-net.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В Н И И Ж Е Л Е З О Б Е Т О Н

ПРЕДЛАГАЕТ

ВОДОДИСПЕРСНЫЕ ПЛЁНКООБРАЗУЮЩИЕ СОСТАВЫ (ВПС-Д)

ДЛЯ УХОДА ЗА БЕТОНОМ

Составы ***ВПС-Д*** на основе парафинов разработаны ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ, СОЮЗДОРНИИ и НПО «СИНТЕЗ ПАВ» при участии АО «ЦЕНТРОДОРСТРОЙ», НИИЖБ, «АЭРОПРОЕКТ», АО «МОСТОЖЕЛЕЗОБЕТОНКОНСТРУКЦИЯ» и др. организаций. Применяются при температурах выше +3°С, образуют за 1...8ч бесцветное или белоснежное паронепроницаемое покрытие. При квалифицированном применении удовлетворяют требованиям американских (ASTM C156, ASTM C309) и британских (BS 8110, BS 7542) стандартов. Рекомендованы Научно-техническим Управлением КОРПОРАЦИИ «ТРАНССТРОЙ» к широкому применению.

НАЗНАЧЕНИЕ

- Уход за монолитным бетоном автодорог, аэродромов, облицовок каналов, туннелей, мостов, конструкций зданий
- Защита от обезвоживания сборного железобетона при тепловой обработке, безобогревном твердении, после пропаривания
- Изготовление морозосолестойких (F≥600) сборных дорожных конструкций и коррозионностойких железобетонных труб

СПОСОБ ПРИМЕНЕНИЯ

- Распыляются на свежеуложенный бетон после отделки его поверхности
- Наносятся распылением, валиком или кистью на твердеющий бетон сразу после распалубки
- Наносятся на открытую поверхность пропаренного бетона сразу после извлечения изделия из камеры.
- Рекомендуемый расход (P) 100...500 г/м^2 с учётом содержания в составах нелетучих веществ ($M_{нв}$) и условий твердения бетона

ПРЕИМУЩЕСТВА

- Готовые к употреблению светлые нерасслаивающиеся жидкости с условной вязкостью от 15 до 30 с
- Экологически чистые (заключение НИИ гигиены им. Ф.Ф.Эрисмана №03/ПМ-75 от 09.06.93г.), не горючие, взрывобезопасные
- Снижают водопотери (ΔW) защищённого бетона до 0,001...0,051 г/см^2 при допустимых водопотерях менее 0,055 г/см^2
- Предотвращают испарительное охлаждение бетона, гидрофобизируют и кольматируют его поверхность. Создают благоприятные условия для гидратации цемента даже в поверхностном слое бетона и препятствуют образованию трещин.
- Обеспечивают проектные показатели бетона по прочности и морозостойкости, снижают его водопоглощение ($W_п$), проницаемость и усадку. Сравнительные показатели бетона после 450 циклов испытания на морозостойкость по второму методу ГОСТ 10060.2-95 (см. таблицу)
- Обеспечивают экономию энергоресурсов, цемента и сокращение режима тепловой обработки бетона

Состав	$M_{нв}$, %	P, г/м^2	ΔW, г/см^2	$W_п$, мас.%	Δm*, %
ВПС-Д	35	200	0,012	0,8	–
ВПС-Д	35	300	0,005	0,5	+0,3
ВПС-Д	25	300	0,030	1,0	+0,2
ВПС-Д	15	500	0,051	1,6	–
Помароль (Литва)	30	300	0,039	3,2	+0,5
Concur WB (Ирландия)	32	300	0,027	2,8	-5,1
Бетон без ухода	–	–	0,290	3,9	разрушился

Примечание: *) изменение массы бетона при испытании

ХРАНЕНИЕ

- Гарантийный срок хранения в закрытой таре 1 год. Летние рецептуры не подлежат замораживанию.

ВПС-Д ПРИМЕНЯЛИ

- ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ***взлётно-посадочных полос*** в аэропортах Домодедово, Шереметьево, Пулково, Борисполь (Киев), Кольцово (Екатеринбург), Челябинск, Братск, Сочи, Сыктывкар, Николаевск-на-Амуре, Элиста, Кубинка; ***автодорог*** в Сочи, МКАД-Кашира, МКАД; ***мостов*** в Воронеже, Ростове-на-Дону, Москве, Липецке; ***портовых контейнерных площадок*** в Санкт-Петербурге; ***инженерных железобетонных сооружений*** в «Москва-Сити»
- ПРИ ВОЗДУШНО-СУХОЙ, КОНДУКТИВНОЙ (В ТЕРМОФОРМАХ), ЭЛЕКТРОИНДУКЦИОННОЙ, ЭЛЕКТРО- И ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (см. Бетон и железобетон. 1998. - №2. - с.10)

ГАРАНТИИ КАЧЕСТВА

- ***ВПС-Д*** ($M_{нв}$ 15...25 %) выпускаются опытно-промышленными партиями (г.Шебекино) по ТУ 21-33-119-92 и ТУ 2241-166-00284807-96 с аттестационным испытанием каждой партии во ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ и СОЮЗДОРНИИ

ПОСТАВКА

- Автомобильным и железнодорожным транспортом в цистернах и бочках. Срок поставки 12....15 рабочих дней после оплаты заказа

ОБРАЩАТЬСЯ: 115573 Г. МОСКВА, ОРЕХОВЫЙ БУЛЬВАР, Д.37-1 ОФ.15 ТЕЛ.393-85-38, 396-09-05, 8-916-742-00-89 E-MAIL: TEHNOHIM2003@RAMBLER.RU

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

КНИГА ОБ ОСВОЕНИИ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие). М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Представлены способы возведения подземных сооружений, их использование в разных странах и регионах. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

КНИГА ОБ УСИЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. Научное издание. – М.: Изд-во «Стройиздат», 2004. – 144 с.: ил.

Впервые в нашей стране выпущена книга по усилению строительных конструкций композиционными материалами нового поколения на основе углеродных, арамидных и стекловолокон. В книге изложены основы проектирования, принципы расчета и технология усиления строительных конструкций.Исследован и обобщен мировой и отечественный опыт в данной области, сформулированы подходы и требования к исходным материалам, условиям и качеству работ по усилению конструкций. Приведены многочисленные примеры практического применения новых методов усиления.

Книга предназначена для специалистов в области проектирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных сооружений.

КНИГА О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

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

В книге изложены основы проектирования и создания систем гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции. Систематизированы и описаны опыт применения, новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ на подземных и заглубленных объектах строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ в различных сооружениях.

Книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта как инженерных, так и гражданских зданий и сооружений.

По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО «Триада-Холдинг»

123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2
Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10
E-mail: trhold@comail.ru

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, К.В.Михайлов, Ю.П.Назаров, В.А.Рахманов, А.С.Семченков, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора)

Подписано в печать 30.01.07. Формат 60x88$^1/_8$. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0. Заказ № 82

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

E-mail: magbeton@rambler.ru; http://vlib.ustu.ru/beton

Тел. 692-4134, 703-9762

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

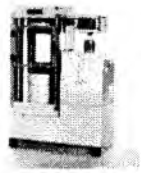
Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Фирма «Триада-Холдинг» в течение 15 лет успешно работает на рынке лабораторного оборудования для испытания строительных материалов и изделий и является эксклюзивным поставщиком высококачественных профессиональных приборов немецкой фирмы «Form-Test».

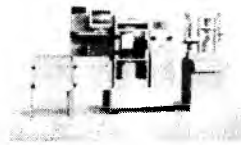
Фирма предлагает широкий спектр установок для определения физических, механических и технологических свойств бетонных и растворных смесей, бетонов, строительных растворов, вяжущих и других строительных материалов.

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ

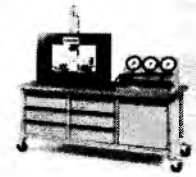
MEGA 20-200-10 DM 1-S
Комбинированная установка с автоматическим управлением для испытания на сжатие/изгиб бетонных образцов



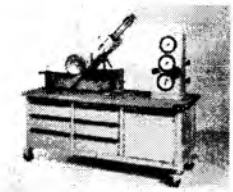
ALPHA 3-3000 S
Установка для испытания бетонных образцов на сжатие. Автоматическое управление, цифровой дисплей



Комбинированная установка для испытания на сжатие/изгиб бетонных и цементных образцов



UPB 86/200



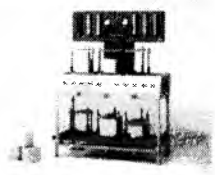
UPB 93/160

Универсальный испытательный блок для проведения и демонстрации различных видов испытаний строительных материалов (бетона, цемента, древесины, стали)

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН

Объем 8 л

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА

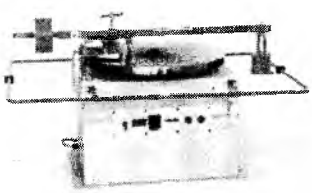


Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров 150 и 200 мм

УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ

Для образцов размерами 40x40x160 мм, с индикатором часового типа, возможностью вывода данных на принтер

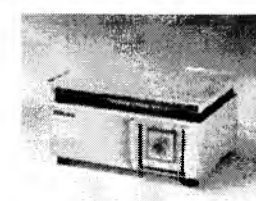
ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ



Круг истирания Бёме, размеры 890x760x890мм; масса 500 кг; 3/380 В

ЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ ВИБРОСТОЛЫ

размеры 350x350 мм; масса 23 кг; 3000 об/мин., ножной выключатель

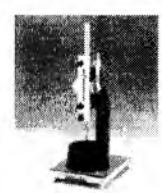


размеры 330x520 мм; масса 34 кг; 9000 об/мин., Таймер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНОЙ ГУСТОТЫ И СРОКОВ СХВАТЫВАНИЯ ЦЕМЕНТНОГО И ГИПСОВОГО ТЕСТА

Прибор Вика с иглой и пестиком
$D_{игла}$ = 1.13 мм
$D_{пестик}$ = 10 мм

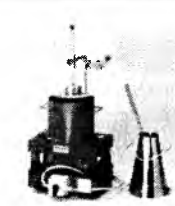
Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений



Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса

УСТАНОВКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДОБОУКЛАДЫВАЕМОСТИ БЕТОННОЙ СМЕСИ

Стандартный конус D 100/200 мм, высотой 300 мм



Измеритель жесткости (вискозиметр), масса 96 кг; 220В/50 Гц

Триада-Холдинг

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.
Тел. (495) 234-16-10, 946-32-76, 946-33-92 Факс (495) 234-38-84
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО
СКБ СТРОЙПРИБОР
ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ на изготовление средств измерений №000110-ИР

Индекс 70050

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01 /ИПС-МГ4.03

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690.
Оснащены функциями ввода коэффициента совпадения Кс, типа контролируемого изделия, вычисления класса бетона В
Диапазон ..... 3...100 МПа

ПОС-2МГ4П

Измеритель прочности ячеистых бетонов методом вырыва спирального анкера.
Предусмотрена возможность корректировки результатов испытаний в зависимости от влажности бетона.
Диапазон ....0,5...8 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

Измерители прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690
Диапазон ..... 5...100 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

Измерители прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690
Диапазон ..... 5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-40(60)МГ4

Измерители силы натяжения высокопрочной арматуры классов Вр-II (В-II), К-7 методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362
Диаметр контролируемой арматуры 3...5 (6...9) мм

ЭИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362
Диаметр контролируемой арматуры ...3...32мм
Длина ....3...18м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 "100/250"

Измерители теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256
Диапазон ..... 0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 пятиканальный с режимом самописца (до 15 суток)
Диапазон измерения
плотности тепловых потоков ...5...999 Вт/м²
температуры ..... -30...+100°С

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ-МГ4.01, ТЦ3-МГ4.01

ТГЦ-МГ4.01 измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 24 часов)
Диапазон измерения влажности ...0...99%
температуры ..... -20...+85°С
ТЦ3-МГ4.01 термометр цифровой зондовый одно- и двухканальный с режимом самописца (до 15 суток) диапазон ..... -30...+250°С

Влагомер-МГ4

МГ4Д - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588
МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 21718, 16588
МГ4Зонд - измеритель влажности сыпучих материалов
МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы.
Диапазон измерения влажности .....1...60%

ИПА-МГ4.01

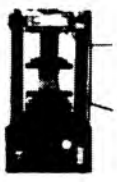
Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ЖБ конструкциях по ГОСТ 22904
Диапазон измерения защитного слоя 3...140 мм при диаметре стержней 3...50 мм

ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28089, 28574
Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН

Анемометр ИСП-МГ4.01

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры с режимами самописца (до 24 часов) и вычисления расхода воздуха в вентиляционных системах
Диапазоны измерения:
скорости потока ....0,4...30м/с,
температуры ..... -20...+100°С



ПГМ-100 / ПГМ-500 / ПГМ-1000

Прессы испытательные гидравлические малогабаритные на 100, 500 и 1000 кН
Снабжены электрическим приводом (сеть 220В, 50Гц) и тензометрическим силоизмерителем
Диапазон нагрузок 1...100 / 5...500 / 10...1000кН

Приборы сертифицированы, имеют автономное питание, энергонезависимую память результатов измерений, связь с ПК.

454084 г. Челябинск, а/я 8538, ул. Калинина 11-Г офис 5. тел/факс (351) 790-16-13, 790-16-85, в Москве (495) 964-95-63, 220-38-58; в Санкт-Петербурге ООО "Скоробогатов и К" (812) 764-64-72
e-mail stroypribor@chel.surnet.ru http://www.stroypribor.ru

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 2007. № 1. 1–32

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru