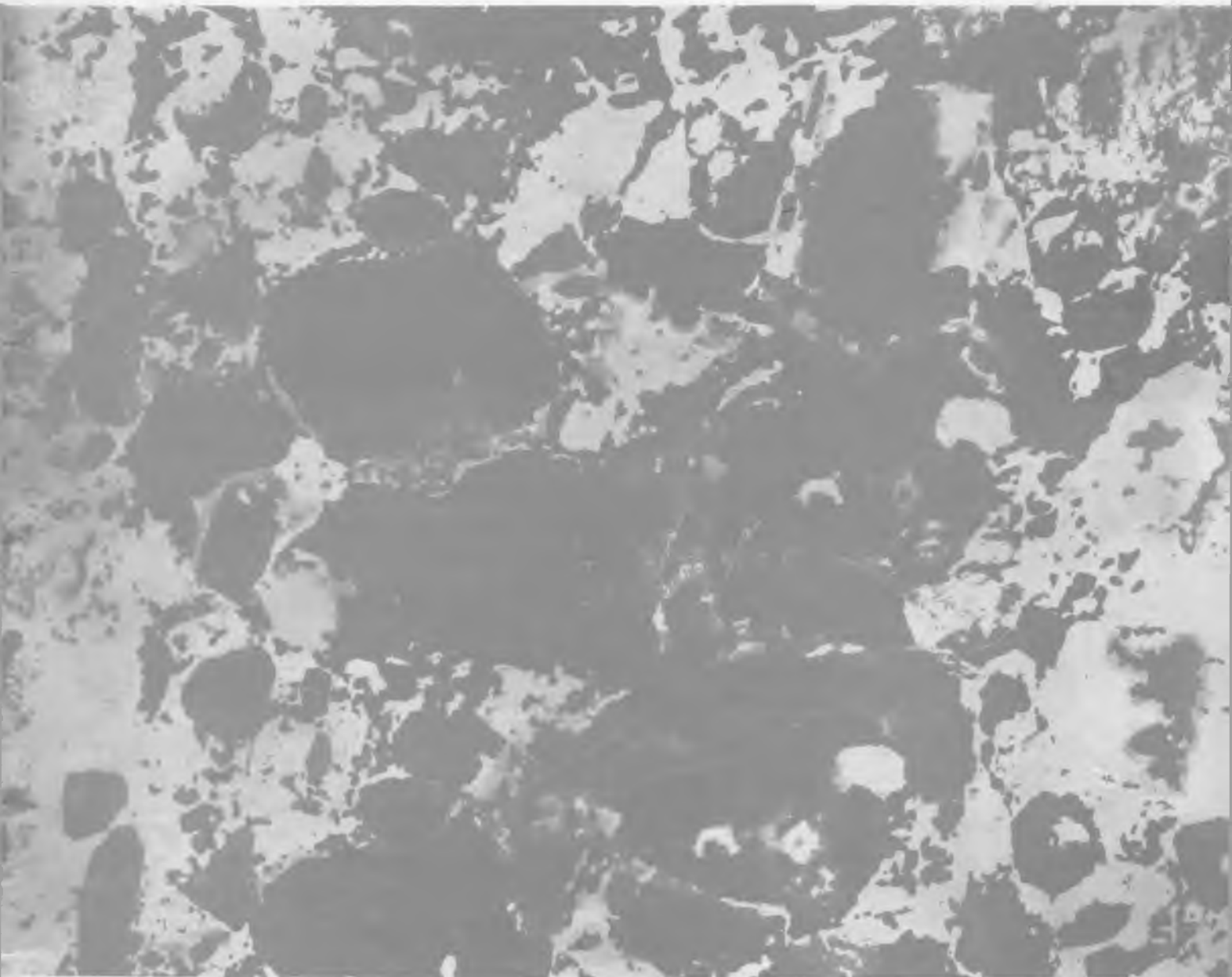


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**1**

2003





## СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

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

**ОНИКС-0С** - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием, 5...100 МПа

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

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

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

**ПОИСК-2.3/2.4** - измерители параметров армирования 0...170 мм, 3...50 мм, настройка на сталь, сканирование, акустический поиск, d<sub>x</sub>

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

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

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

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

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

**ВИМС-1.3** - влагомер зондовый, 0...100%

**РТ-2** - одноканальный ПИ-регулятор температуры

**ТЕРМОКОМ-4** - мобильный термографический комплекс

**РТВ-2** - миниатюрный термограф -30...+85°С, Ø17×6 мм

**ТЕРМОСКОП-1** - прибор обслуживания термографов

**ТЕМП-3.Х** - регистрирующие термометры и термогигрометры 2-3 канальные

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

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

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

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

**ТЕРМОТРАНСФЕР** - прибор сбора данных регистрации

Специальные программы компьютерной обработки результатов измерений

г.Москва НИИЖБ тел.: 095-174-75-13,  
E-mail:carat@niizhb.ru 095-174-74-49  
г.Санкт-Петербург тел. 912-998-45-86

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### БЕТОНЫ

*МАЛИНИНА Л.А., БАТРАКОВ В.Г.* Бетонovedение: настоящее и будущее ..... 2

### КОНСТРУКЦИИ

*ХАРЛАМОВ С.Л., ПИРАДОВ К.А.* Трещиностойкость монолитных жилых домов с разномодульными вертикальными несущими конструкциями ..... 7

*ТАМРАЗЯН А.Г.* О комплексной оценке безопасности строительных конструкций при сценарных воздействиях комбинированного характера ..... 11

### СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

*ИВЛИЕВ А.А., ШТЕЙН Е.М.* Прогноз и тенденции строительства жилья в Москве ..... 14

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

*ЗВЕЗДОВ А.И., ЗАЛЕСОВ А.С., МУХАМЕДИЕВ Т.А., ЧИСТЯКОВ Е.А.* Конструктивные требования к железобетонным конструкциям в новых нормативных документах ..... 17

### ТЕОРИЯ

*ХОЛМЯНСКИЙ М.М.* Работа бетонной балки с одиночными трещинами или разрезами ..... 20

### ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ

*ХАЮТИН Ю.Г., ЧЕРНЯВСКИЙ В.Л., АКСЕЛЬРОД Е.З.* Применение углепластиков для усиления строительных конструкций ..... 25

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

*РУССУ И.В.* Повышение долговечности бетона перерабатывающих предприятий агропромышленного комплекса ..... 30



Москва  
Издательство  
"Ладыя"

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

© Издательство "Ладыя", журнал "Бетон и железобетон", 2003

Л.А.МАЛИНИНА, В.Г.БАТРАКОВ, доктора техн. наук, профессора (НИИЖБ)

## Бетонovedение: настоящее и будущее

Ушедшее столетие в области строительства характеризовалось стремительно растущим применением цементных бетонов, ставшими одними из основных строительных материалов для различных видов капитального строительства (гражданского, промышленного, гидротехнического, дорожного и т.д.). Бетон является практически универсальным строительным материалом с широчайшей гаммой различных физико-технических и физических характеристик, значение которых на протяжении всего столетия повышалось. К примеру, динамика роста максимальной прочности тяжелого бетона (в МПа) такова: 1913 г. – 30, 1940 г. – до 40, 1960 г. – 50-60, 2000 г. – до 100, увеличились значения среднестатистической прочности.

В настоящее время в различных технически развитых странах (США, Норвегия, Япония и т.д., а также в России) разработаны составы и технологии изготовления бетонов прочностью выше 100 МПа. Такие бетоны применяются при возведении уникальных, особо ответственных зданий и сооружений: небоскребов, большепролетных мостов и т.п.

Если в начале прошлого столетия основным видом бетона был классический тяжелый и незначительное количество облегченного, изготавливаемого на природных легких заполнителях, то в настоящий период в наличии у строителей имеется множество бетонов разного функционального назначения: легкие различных видов, ячеистые, жаростойкие и огнестойкие, поглощающие или экранирующие радиоактивные излучения, биоцидные и др. Среди широкой гаммы бетонов тяжелые являются наиболее массовыми, их объем составляет порядка 70% общего выпуска всех видов бетонов.

Технический прогресс в бетонovedении в значительной мере связан с цементной промышленностью. За истекшее столетие проводились систематические исследования по созданию различных видов цемента, повышению их активности. Цементной промышленностью освоено и выпускается более 30 разновидностей цемента, из них более 80% общестроительного назначения по ГОСТ 10178. Созданы и освоены промышленностью расширяющиеся, безусадочные и напрягающие цементы, разработаны новые виды цемента ЦНВ, ТМЦ и др. В 1997 г. в России было произведено 26-28 млн.т цемента, что значительно меньше, чем в 1991 г. (87 млн. т). Однако в последние годы выпуск цемента постепенно увеличивался и составил ориентировочно в 2000 г. 32 млн.т, в 2001 г. – 36 млн.т, а в 2002 г. было выпущено порядка 40 млн.т.

Изменилась номенклатура выпускаемых цемента. Если ранее (в СССР) в основном изготавливали портландцементы с активными минеральными добавками, шлакопортландцементы и очень незначителен был выпуск бездобавочных портландцементов, то в последнее десятилетие объем последних резко возрос.

Наряду с эволюционным развитием, в технологии цемента и бетона в результате общего технического прогресса в науке и технике в XX веке были периоды создания отдельных приемов (открытий), ставивших бетонovedение на новую качественную ступень, когда максимальные значения прочности бетона опережали достигнутые на тот же период максимальные значения прочности цемента. К ним относятся:

- применение вибрирования смесей взамен трамбования и литья (30-е годы);

- жесткие смеси;  
- применение поверхностно-активных веществ (30-40-е годы);  
- создание суперпластификаторов и комплексных модификаторов, поднявших бетоны с их применением на новую качественную ступень (70-80-е годы).

Эти технологические приемы в сочетании с повышением активности цемента позволили в несколько раз поднять среднюю и максимальную прочность бетона.

Бетоны на основе клинкерных цемента для многих конструкций и видов строительства сохраняют свое приоритетное значение в ближайшие десятилетия не только в России, но и в мире. В то же время основным направлением в производстве цемента станет повышение их активности (классов, марок) и темпов твердения в начальные сроки. Существенное внимание уделяется созданию и производству многокомпонентных цемента за счет повышенного содержания в них минеральных добавок различного генезиса, что связано со снижением энергозатрат и возможностью утилизации крупнотоннажных отходов различных производств.

Эти направления отражены в европейском стандарте EN 197-1, на который переходит и Россия. Этим стандартом предусматривается пять видов цемента.

I – включает портландцемент бездобавочный или с содержанием различных добавок до 5%.

II – портландцемент с минеральными добавками гранулированного шлака, пуццоланы, золы-уноса, нефелинового шлака и известняка от 6 до 20%.

III – шлакопортландцементы с содержанием доменного или электротермофосфорного шлака от 21% до 65%.

IV – пуццолановый цемент с со-

держанием добавок от 21 до 35% (пυццолана, зола-унос, глиежи или обожженный сланец).

V – композиционный цемент с содержанием добавок различных видов от 21 до 60%.

Ассортимент цемента по EN 197-1, по сравнению с ныне действующим ГОСТ 10178, значительно расширен в направлении количественного содержания минеральных добавок и их видов.

Согласно EN 197-1, цементы по прочности на сжатие в МПа подразделяются на классы: 22,5; 32,5; 42,5; 52,5 при испытании по европейскому стандарту EN 196-1. По этому стандарту испытания цементов осуществляются на полифракционном песке при постоянном  $V/C=0,5$ .

С 1 марта 2002 г. введен в действие новый стандарт на методы испытаний цемента – ГОСТ 30744-2001, гармонизированный с европейским стандартом EN 196-1 как первая стадия подготовки к переходу на требования к цементу по европейскому стандарту EN 197-1:2000.

В соответствии с постановлением Госстроя России новый стандарт на методы испытаний цемента будет применяться параллельно с действующим ГОСТ 310.1 – ГОСТ 310.4. Новый ГОСТ 30744 должен использоваться в случае, если предусмотрена поставка цемента по EN 197-1, а ГОСТ 310 – при поставках по действующим российским стандартам. Решение об использовании того или иного метода испытаний принимает само предприятие в зависимости от заключенных контрактов на поставку цемента. Предполагается, что стандарт EN 197-1 будет действовать параллельно с ГОСТ 10178-85. В дальнейшем после накопления достаточного опыта как цементными заводами, так и потребителями цемента, ныне действующие ГОСТ 310.1-310.4 и ГОСТ 10178 должны быть отменены [1].

По данным, полученным фирмой “Цемискон”, соотношение результатов испытаний по EN 196-1 и ГОСТ 310.4 зависит от активности цемента. Чем выше активность при испытаниях по ГОСТ 310.4, тем больше в среднем указанное соотношение,

т.е. для высокомарочных цемента разрыв между результатами испытаний по EN 196-1 и ГОСТ 10178 сокращается, для низкомарочных, наоборот, возрастает [1].

Наряду с массовым производством и применением цемента общестроительного назначения ожидается увеличение цемента специального назначения: сульфатостойких, дорожных, декоративных, различных видов расширяющихся цементов (безусадочных, напрягающих с различной энергией напряжения и т.п.), поскольку на их основе можно получать бетоны высокой плотности, прочности и долговечности, потребность в которых постоянно растет. НИИЖБом разработана технология получения безусадочных, высокоплотных бетонов на обычных портландцементе путем введения в их составы специальных расширяющихся добавок, что позволяет удешевить их и увеличить объемы производства.

В связи с относительно высокой стоимостью портландцемента, а также наблюдаемым ростом выпуска мелкоштучных изделий для малоэтажного строительства (стеновых блоков, камней и т.д.) необходимо рассмотреть вопрос производства мелкоштучных вяжущих и бетонов на базе использования местных техногенных отходов. Эта проблема, которой уделялось серьезное внимание в 40-50 г. прошлого столетия в период постоянного дефицита цемента в б. СССР, и в настоящее время стоит достаточно остро не только в экономическом, но и в экологическом аспектах – как и прежде, необходимы утилизация крупнотоннажных отходов, сохранение природного минерального сырья и т.д.

Многие техногенные отходы (золы, шлаки и т.д.) наряду с основными оксидами ( $SiO_2$ ,  $Al_2O_3$ ,  $CaO$ ,  $Fe_2O_3$ ) содержат малые примеси, в состав которых входят токсичные элементы, в основном тяжелые металлы (кадмий, кобальт, хром, ртуть, свинец и др.). Отходы могут иметь повышенную радиоактивность. Проблема радиоактивности строительных материалов была практически решена с выходом ГОСТ 30108, в котором приведены

методы и критерии оценки этого показателя.

Исследования, проведенные НИИЖБом и НИИЭЧГОС, показали, что опасно не наличие того или иного токсичного элемента в отходе, а опасны соединения, в которых этот элемент находится, и его растворимость в различных средах. В щелочных средах многие токсичные элементы образуют малорастворимые гидраты, и по отношению к ним высокощелочная среда с  $pH \geq 12$ , образующаяся при твердении портландцемента, является детоксикантом. Поэтому одним из условий получения экологически чистых бетонов на отходоёмких малоклинкерных вяжущих является обязательное наличие в них некоторого количества портландцемента (до 20%) или извести, обеспечивающих получение высокощелочной среды в бетонах.

Производство таких вяжущих может быть осуществлено на установках в виде товарного продукта или готовых изделий на его основе с применением последних достижений в области химии вяжущих и технологии бетонов (механохимическая активизация, применение комплексных модификаторов и т.п.).

В ближайшие десятилетия можно ожидать дальнейшего увеличения производства мелкозернистых бетонов в связи с растущим потреблением дорожных пресованных изделий: плит, бордюрных камней, а также стеновых блоков различных видов, при производстве которых применение мелкозернистых бетонов наиболее эффективно.

СНиП 2.03.01-84 “Бетонные и железобетонные конструкции” рассматривает мелкозернистые бетоны как разновидность обычного бетона. В этом документе приведены основные физико-технические характеристики, что позволяет расширить номенклатуру железобетонных конструкций, особенно в регионах страны с дефицитом крупного заполнителя.

Следует отметить, что по физико-техническим характеристикам мелкозернистые бетоны несколько отличаются от обычных бетонов с крупным заполнителем: такие свойства, как морозостойкость, призм-

ная прочность, прочность при изгибе и растяжении для равных классов бетонов по прочности на сжатие у мелкозернистых бетонов выше при меньшей плотности бетона; однако мелкозернистый бетон имеет большие значения усадки и ползучести.

Развитие производства мелкозернистых бетонов в б. СССР сдерживалось в основном из-за необходимости более высоких расходов цемента (на 100-200 кг/м<sup>3</sup>) при дефиците цемента в стране, а государственной технической политикой в области строительства были директивные указания по всемерной экономии цемента. В настоящее время основным показателем эффективности производства бетонных и железобетонных изделий и конструкций является их стоимость, и поэтому применение мелкозернистых бетонов, взамен обычных, может быть вполне оправданным.

Крупнейшим достижением в бетоноведении прошлого столетия стало применение поверхностно-активных веществ (ПАВ) и комплексных модификаторов.

В 40-50-е годы в бетоны вводили пластификаторы, типичные представители ПАВ, в своем большинстве представляющие отходы и побочные продукты промышленности. В этот период в СССР использовались в основном технические лигносульфонаты в виде концентратов сульфитно-спиртовой барды (ССБ). Начиная с 1949 г. по настоящее время с применением лигносульфонатов уложено более 2 млрд. м<sup>3</sup> монолитного бетона и железобетона и произведено более 100 млн. т пластифицированного цемента. В сборном железобетоне использовали в основном комплексы на основе ЛСТ и электролитов, что позволило сократить расход цемента, повысить качество и долговечность конструкций зданий и сооружений.

В эти же годы в ряде областей строительства начали успешно применяться модификаторы воздухововлекающего действия. Впервые они были использованы в дорожном строительстве как средство существенного повышения долговечности бетонного покрытия дорог в суровых климатических условиях. Та-

кие модификаторы успешно применяются в различных областях строительства и в настоящее время.

С конца 50-х годов В.М. Москвиным и В.Г. Батраковым развивалось новое направление, связанное с разработкой модификаторов на основе кремнийорганических соединений для повышения стойкости бетона и исключения вторичной защиты железобетонных конструкций. Комплекс выполненных работ обеспечил создание ряда документов по проектированию бетонов высокой коррозионной стойкости и морозостойкости.

В основе дальнейшего развития работ в области направленного регулирования свойств цементных систем лежат установленные закономерности изменения свойств бетонных смесей и получения бетонов заданных строительно-технических свойств в зависимости от строения модификаторов. Работы включали синтез модификаторов заданного состава и строения, физико-химический анализ, изучение особенностей их взаимодействия с минералами портландцемента и их влияния на свойства цементных систем, анализ полученных результатов с учетом фундаментальных закономерностей физической и коллоидной химии, механизма гидратации вяжущих материалов и формирования гидратационных структур твердения.

Выявление взаимосвязи строения и свойств модификаторов и их влияние на технологические свойства бетонных смесей и строительно-технические свойства бетона позволили обоснованно подойти к созданию отечественных суперпластификаторов (СП). В конце 70-х годов в содружестве с учеными институтов Минхимпрома СССР – НИИПИ и НИИОПиК были разработаны различные СП для разжижения бетонных смесей, а с 1978 г. было начато их промышленное производство. Применение СП позволило в несколько раз снизить трудоемкость формирования, в ряде случаев полностью исключить вибрацию или заменить ее на кратковременное встряхивание, на треть сократить расход энергии и до 25%-расход цемента. Большие возможности ре-

гулирования водопотребности бетонной смеси обеспечили получение высокопрочных бетонов без наращивания объемов выпуска энергоемких цементов марок 550 и 600, значительно расширилась область применения шлакопортландцементов и пуццолановых портландцементов. Наибольшее распространение в стране получил суперпластификатор С-3 на основе продуктов конденсации нафталинсульфоокислоты и формальдегида. Создание и освоение промышленного выпуска СП позволили успешно решить проблему получения группы специальных вяжущих с пониженным содержанием клинкера и высокими строительно-техническими свойствами (ЦНВ и ТМЦ).

В последние годы отмечается значительное возрастание интереса к использованию в качестве модификаторов бетона различных отходов и побочных продуктов промышленности: минеральных удобрений, лесохимической, нефтеперерабатывающей, металлургической и некоторых других. Причины, по которым этот путь представляется перспективным и будет актуальным и в дальнейшем, определяются тем, что в результате решаются не только технико-экономические, но часто и весьма острые экологические вопросы. Правда, без дополнительной химической переработки отходов, как правило, не удается получать высокоэффективные модификаторы. Это обусловлено как нестабильностью состава отходов, так и наличием в их составе примесей, роль которых нередко оказывается ощутимой и далеко не всегда положительной. Более перспективным кажется путь химической переработки крупнотоннажных отходов производств, довольно стабильных по составу.

Дальнейшее повышение эффективности модификаторов будет достигнуто созданием комплексов, содержащих несколько компонентов для одновременного улучшения технологических свойств бетонной смеси, физико-технических свойств бетона и его долговечности.

Применение комплексных модификаторов (ПФМ) является шагом вперед в технологии бетона. Наибо-

лее широко распространенный тип комплексного полифункционального модификатора по своему вещественному составу состоит из пластификатора (суперпластификатора), регулятора процесса структурообразования бетонных смесей и структурообразующего компонента микропеногазообразующего действия, а также, возможно, и специальных компонентов. Состав ПФМ "проектируется" таким образом, чтобы компоненты усиливали эффект, обеспечиваемый каждым из них в отдельности применительно к конкретным условиям эксплуатации конструкций и сооружений.

Многие модификаторы (как индивидуальные, так и комплексные) поставляются строителям в жидком виде в железнодорожных цистернах, что осложняет их прием и хранение и не позволяет применять при небольших объемах работ.

В НИИЖБе разработан способ совмещения органических соединений, в том числе кремнийорганических олигомеров, с электролитами-ускорителями твердения бетона и получения комплексных модификаторов в виде прошкообразного водорастворимого или водоразбавляемого продукта. ПФМ этого типа обладают полифункциональными свойствами: пластифицируют бетонную смесь, повышают морозо- и коррозионную стойкость, а также плотность бетона различных составов и условий твердения с использованием портландцементов различного минералогического и вещественного состава, снижают его проницаемость, повышают защитные свойства бетона по отношению к арматуре, регулируют скорость твердения бетона и повышают его конечную прочность.

В конце 80-х в НИИЖБе были начаты работы по созданию комплексных модификаторов многоцелевого назначения с использованием микрокремнезема. Разработаны комплексные модификаторы нового поколения на органоминеральной основе (торговая марка "Модификатор бетона МБ-01") – порошкообразный продукт, содержащий микрокремнезем, суперпластификатор и регулятор твердения. С его применением созданы бетоны высоких

эксплуатационных свойств, в том числе из бетонных смесей высокоподвижной и литой консистенции на обычном портландцементе марки 400 при расходе до 500 кг/м<sup>3</sup> и обычных заполнителях из твердых пород.

При этом достигаются следующие эффекты:

- получение бетона класса по прочности на сжатие В60 и выше;
- повышение водонепроницаемости бетонов до марки W16 и выше;
- повышение коррозионной стойкости (к сульфатной, хлоридной агрессии, воздействию слабых кислот при  $pH \geq 3$ ) и морозостойкости ( $F > 1000$ );
- улучшение перекачиваемости и сохраняемости бетонных смесей, повышение их стабилизирующих и водоудерживающих свойств.

В настоящее время организовано производство новых разновидностей органоминерального модификатора серии МБ-С, в котором до 90% микрокремнезема замещено золой-уноса.

Новым перспективным направлением разработки ПФМ повышенных потребительских свойств, которое в настоящее время развивается в институте, является модифицирование суперпластификаторов посредством введения в их состав фрагментов иной природы. Исследования подтвердили широкие возможности химического модифицирования олигомеров и направленного изменения таким образом свойств цементных систем. Показано, что модифицирование цементных систем соединениями олигомерно-полимерного ряда различного состава и строения позволяет регулировать процессы гидратации и структурообразования клинкерных минералов и портландцемента, технологические свойства бетонной смеси и физико-технические свойства бетона, в том числе его долговечность. Регулирование этих свойств существенно зависит от структуры вводимых соединений, наличия и вида функционально активных групп и радикалов, их расположения в молекуле, длины цепи, молекулярной массы. На этой основе разработаны модифицированные

суперпластификаторы многоцелевого назначения. К их числу относятся разработанные в последние годы модификаторы нового поколения пластифицирующе-стабилизирующего действия на основе полиакрилатов. Эффективность их действия выражается в сравнительно низких оптимальных дозировках, пониженной чувствительности к виду и составу цемента, длительном сохранении первоначальной консистенции бетонной смеси, ее повышенной связности – нерасслаиваемости. Это открывает новые возможности регулирования как технологических свойств бетонной смеси, так и важнейших физико-технических свойств бетонов с учетом технологии строительных работ и последующих условий эксплуатации конструкций и сооружений.

Разработан ряд нормативных документов по модификаторам цементных систем. ГОСТ 24211-91 "Добавки для бетонов. Общие технические требования" (взамен ГОСТ 24211-80) выделяет четыре основных класса модификаторов, позволяющих экономить цемент, регулировать процессы схватывания, создавать бетоны повышенной прочности, стойкости, сниженной проницаемости и бетон со специальными свойствами.

Следует отметить важность развития работ в области разработки модификаторов водоудерживающего и стабилизирующего действия. Потребность в них остро ощущается при производстве сухих растворных смесей различного назначения на заводах, а также при подводном и подземном бетонировании, при применении бетононасосной техники и технологии бетонирования нагнетанием. Стабилизирующие модификаторы позволяют резко улучшить качество бетонных смесей и бетона, в которых ожидаются высокие скорости сегрегации заполнителей (легких – за счет всплытия, тяжелых – за счет седиментации) и водоотделения.

Актуальной является проблема разработки эффективных пластификаторов путем модифицирования технических лигносульфонатов — крупнотоннажного отхода ЦБК. К числу перспективных направлений

модифицирования лигносульфонатов относятся:

- механохимическая обработка;
- мембранное фракционирование с отделением редуцирующих веществ и высокомолекулярных соединений;
- химическое модифицирование молекул ЛСТ с введением новых функциональных групп;
- замена части дорогого сырья (меламин, нафталин, карбоцепных полимеров) в процессе синтеза суперпластификатора.

Ближайшей перспективой должно явиться решение проблемы создания высокоэффективных регуляторов процесса схватывания и твердения бетонов. Применяемые в настоящее время ускорители твердения на основе хлоридов имеют ряд ограничений, связанных с понижением защитных свойств бетона по отношению к арматуре. Эффект действия бесхлоридных ускорителей твердения типа сульфата натрия, нитрата кальция, а также комплексных электролитов типа ННХК зависит от вида цемента и в ряде случаев значительно уступает  $\text{CaCl}_2$ . Задача состоит в создании ускорителей твердения, эффект действия которых должен быть сопоставим с действием  $\text{CaCl}_2$ , но в отличие от последнего не вызывающих коррозии арматуры. Работами НИИЖБа намечены основные направления создания такого рода бесхлоридных ускорителей твердения на основе солей органических кислот, модифицированных олигомеров определенного молекулярно-массового распределения. Решение этой задачи откроет путь высокоэффективным комплексным модификаторам полифункционального действия, позволяющим создать беспропарочные технологии ускоренного твердения бетона, успешно конкурирующие с ТВО. Применение таких ПФМ даст возможность более эффективно и экономично использовать экзотермические процессы гидратации цемента в герметичной опалубке с целью самотермообработки бетона без подачи дополнительного тепла извне.

Одним из наиболее перспективных направлений в начале XXI века

в области строительного материаловедения является создание материалов с принципиально новыми характеристиками, приближающими их к металлу, керамике и полимерам. Представляется, что эту серьезную задачу можно решить, привлекая комплексные модификаторы специального назначения, с использованием которых окажется возможным получить и группу специальных вяжущих. Эти материалы должны характеризоваться также высокими прочностными показателями при изгибе и растяжении, а также сверхвысокой плотностью и прочностью при сжатии.

Таким образом, можно выделить следующие перспективные направления, требующие дальнейшего интенсивного развития в области разработки модифицированных цементных систем:

- направленное регулирование свойств бетонных смесей и бетонов введением в их состав модификаторов в виде совмещенного продукта полифункционального многоцелевого назначения на основе ПАВ и электролитов различной природы и механизма действия

- разработка регуляторов процессов схватывания и твердения на основе солей органических кислот и соединений олигомерно-полимерного состава, в том числе ускорителей твердения, не вызывающих коррозии арматуры

- расширение сырьевой базы для создания и производства эффективных пластификаторов и суперпластификаторов

- модифицирование олигомерной цепи молекул и создание на этой основе продуктов полифункционального действия

- создание материалов нового поколения на основе цемента, специальных вяжущих и модификаторов полифункционального действия, по своим характеристикам приближающихся к металлу, керамике и полимерам.

Общим направлением развития бетоноведения тяжелого бетона на ближайшие десятилетия является дальнейшее повышение его основных физико-технических свойств по сравнению с достигнутым на сегодня уровнем, снижение энергозатрат

и трудоемкости на всех технологических переделах производства, ресурсосбережение природных материалов и более активное применение крупнотоннажных минеральных отходов.

Для реализации общего направления необходимо решение ряда конкретных задач:

- разработка композиций (составов) бетонов типа "High Performance Concrete" – высококачественных бетонов с высокими гарантированными физико-техническими свойствами

- создание нового поколения модификаторов различного назначения с целью направленного управления структурой и свойствами бетонов, в том числе из самоуплотняющихся быстротвердеющих бетонных смесей

- разработка новых видов мелкозернистых многокомпонентных бетонов с широким диапазоном физико-технических свойств с максимальным насыщением их составов техногенными отходами

- разработка методик прогнозирования важнейших характеристик бетонов: долговечности, кинетики твердения бетона в изделиях и т.п.

- пересмотр и разработка основных нормативных документов и их гармонизация с международными стандартами.

Для решения перечисленных задач требуются значительные вложения средств на проведение НИР, а также создание автоматизированных заводов нового поколения по производству бетонных смесей.

По данным норвежских ученых, затраты на науку быстро окупаются, и отдача от каждой вложенной в нее кроны составляет 19 крон, что существенно выше, чем во многих других областях [2].

## Библиографический список

1. Энтин З.Б., Нефедова Л.С., Омельченко Г.П. (Фирма "Цемискон") Зельвинская Н.И. (Госстрой РФ) "Подготовка к переходу на европейский стандарт EN 197-1:2000". Ж. "Цемент", № 3, 2002 г.
2. Maage "Добавленная стоимость и прибыль от исследований и разработок в области бетона". Ж. Fib, Structural Concrete, № 1, 2002 г.



С.Л.ХАРЛАМОВ, канд.техн. наук, К.А.ПИРАДОВ, д-р техн. наук (Московский государственный открытый ун-т)

## Трещиностойкость монолитных жилых домов с разномодульными вертикальными несущими конструкциями

В конце прошлого века в нашей стране было возведено значительное количество монолитных жилых домов повышенной этажности. Их наружные стены выполнены из монолитного теплоизоляционно-конструктивного керамзитобетона марки по плотности Д1400, класса по прочности на сжатие В7,5 и марки по морозостойкости F50, толщиной 500 мм.

Внутренние стены толщиной 180 мм выполнены из монолитного тяжёлого бетона марки по плотности Д2400 и класса по прочности на сжатие В15. Дома запроектированы в институте КиевЗНИИЭП, но возводились без привязки экспериментального проекта к местным климатическим и грунтовым условиям.

Отличительной особенностью домов этого типа является полное отсутствие армирования внутренних и наружных стен. Местное армирование участков над проёмами имеет неэффективное расположение и в учёте растягивающих, скалывающих и сдвигающих усилий не может быть учтено даже условно.

Настоящая работа посвящена анализу конструктивной схемы зданий данного типа и не рассматривает вопросы некорректной эксплуатации и отступлений от проекта и правил производства работ при строительстве, усугубивших эту сложную ситуацию.

Соотношение начальных модулей упругости наружных и внутренних неравномерно нагруженных стен составляет

$$K = \frac{E_{\text{в15м.б.}}}{E_{\text{в7,5к.б.}}} = \frac{27 \cdot 10^3}{10 \cdot 10^3} = 2,7,$$

что само по себе создает сложное напряженное состояние в узлах сопряжений. А наличие стыков с наружными более нагруженными стенами с меньшим начальным модулем упругости и внутренними менее нагруженными с большим модулем усугубляют это положение.

В самом начале эксплуатации, а иногда и до начала, в зданиях этого типа стали появляться и развиваться целые системы трещин (в наружных и внутренних стенах) различного происхождения и направления, что хорошо видно на фасаде здания (рис 1). В данной работе выполнен анализ расчётно-конструктивной схемы с использованием методов и критериев механики разрушения, и разработаны научно обоснованные рекомендации по усилению подверженных интенсивному трещинообразованию жилых домов.

Учитывая, что плиты перекрытия опираются на наружные и внутренние стены, выполненные из разномодульных материалов, решение в конструктивном плане представляется не достаточно удачным. А расположение оконных и дверных проёмов по одной линии расчленило практически ядро жесткости на 6 фрагмен-

тов, соединенных проемами, превратившимися в расчётной схеме по высоте в дислокации дефектов, что хорошо видно на плане типового этажа (рис2.). Фактически участки наружных и внутренних стен над проемами имеют вертикальную жесткость в 90 раз меньшую, чем стена. Какого - либо усиления этих более чем ослабленных мест в проектах не предусмотрено. Расчётно - конструктивной схемой дома является бескаркасное здание с ядром жёсткости (внутренние стены из тяжёлого бетона), а наружные стены, по мнению авторов проекта, в расчётной схеме не учитываются, что выглядит убедительно.

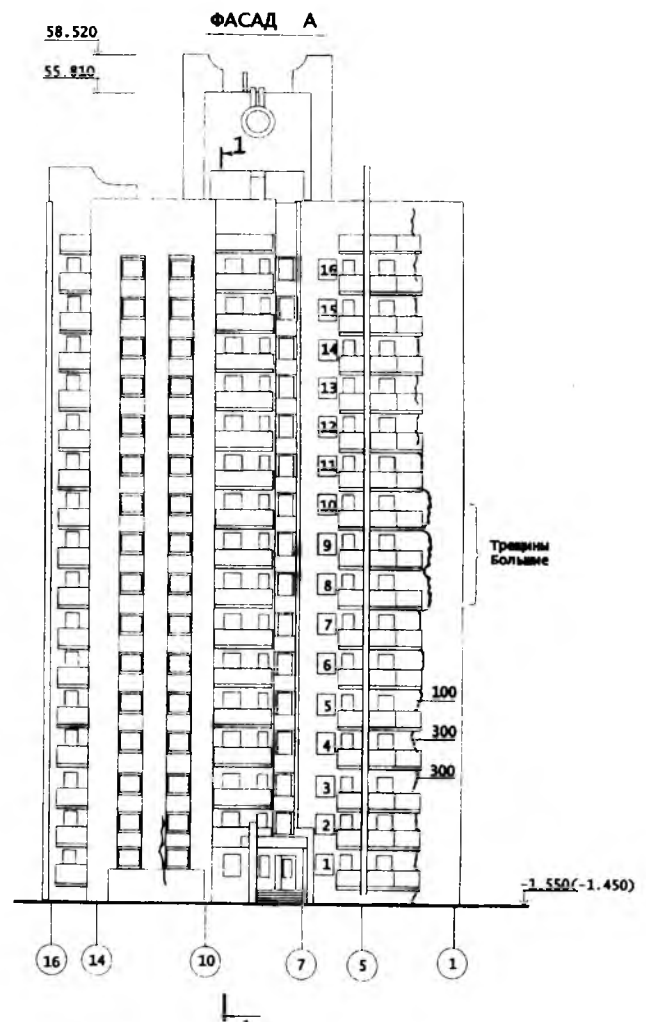


Рис.1. Фасад здания

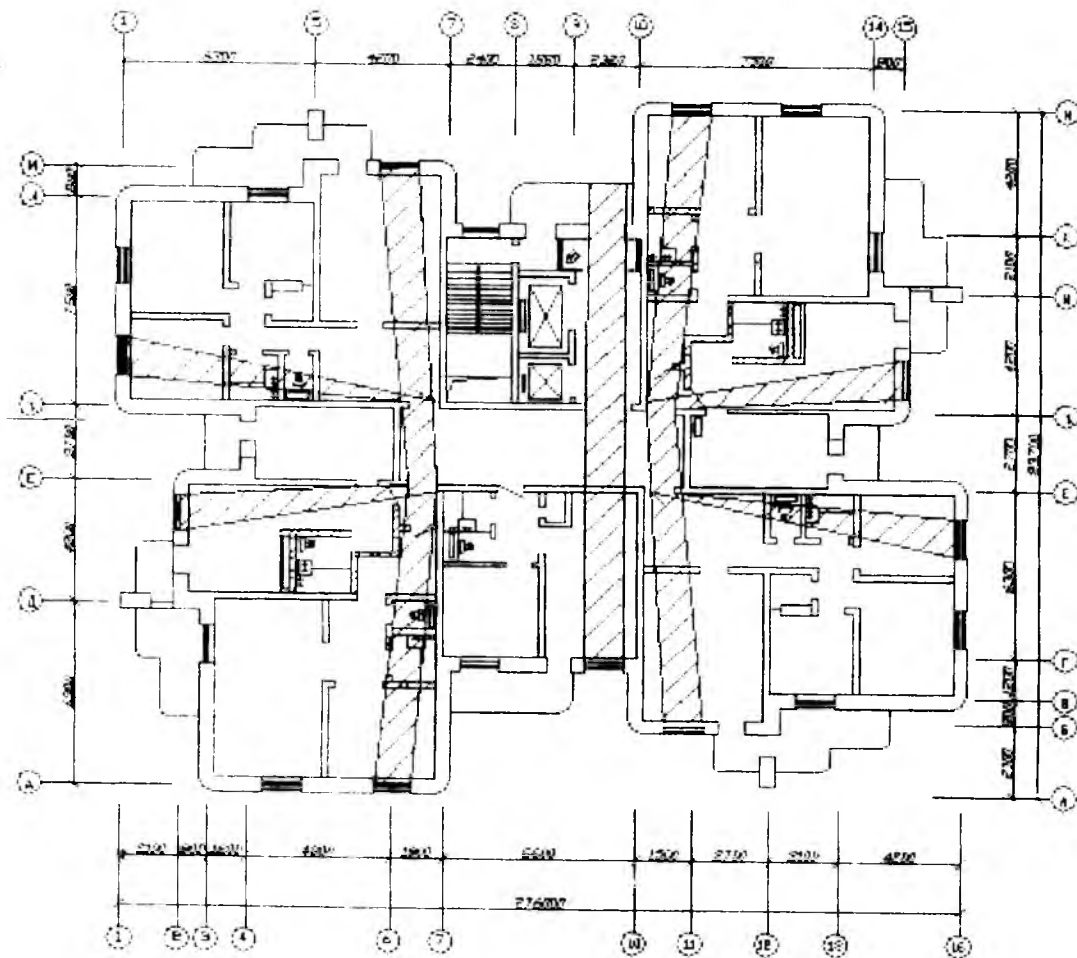


Рис. 2. План типового этажа

В дополнение к вышесказанному в конструктивной схеме имеются узлы примыкания наружных нагруженных и внутренних незагруженных стен, вследствие чего возникает значительная разница вертикальных деформаций. При начальном модуле упругости бетона, относя усилия к жёсткости на 1 п.м. стены в пределах этажа, имеем:

$$\Delta_{\text{вн}} = \frac{\sigma_{\text{нар.с}}}{E_{\text{в.нар.с}} \cdot h_{\text{нар.с}}} \cdot H_3 - \frac{\sigma_{\text{вн.с}}}{E_{\text{вн.с}} \cdot h_{\text{вн.с}}} \cdot H_3 =$$

$$= \frac{36000}{10 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 50} \cdot 280 - \frac{13300}{27 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 18} \cdot 280 = 0,125 \text{ см}$$

Эта разница создаёт значительное сдвигающее усилие, достигающее величины  $170 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$ . Места этих сопряжений, как показал опыт эксплуатации, стали траекториями образующихся в здании трещин сдвига. Напряжения сдвига соответственно по керамзитобетону:

$$\sigma_{\text{sh}} = \frac{N_{\text{сдвига}}}{\delta_{\text{см}} \cdot l_{\text{см}}} = \frac{170000}{18 \cdot 100} = 94 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} =$$

$$= 0,94 \text{ МПа} < R_{\text{sh}} = 2 R_{\text{bt}} = 2 \cdot 0,48 = 0,96 \text{ МПа}$$

По тяжёлому бетону, над проёмом высотой 30 см (все

проёмы по высоте расположены в 20 см от теоретической траектории трещин сдвига)

$$\sigma_{\text{sh}} = \frac{170000}{18 \cdot 30} = 315 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 3,15 \text{ МПа} > R_{\text{sh}} =$$

$$= 2 R_{\text{bt}} = 2 \cdot 0,75 = 1,5 \text{ МПа}$$

Частично перефразируя основной закон сопромата: "где тонко, там и рвётся", авторы предлагают ввести в механику разрушения канон: "где тонко и максимальная концентрация напряжений, там и трещины". А поскольку закон - это всеобщая связь явлений, то авторам остаётся лишь выявить эти места (где трещит и рвётся) и разработать комплекс мероприятий по недопущению таких явлений. И если всё-таки трещины образовались, необходимо разработать комплекс других мероприятий по их ликвидации или хотя бы стабилизации.

Расчёты показали, что в наружных стенах за счёт температурных воздействий в зимний период возникают значительные горизонтальные растягивающие усилия, достигающие 2 МПа. При возникновении неравномерных осадок из-за неравномерного отпора грунта и частичного очагового замачивания при некорректной эксплуатации инженерных сетей и территории, прилегающей к дому, в углах здания возможно возникновение значительных скальвающих усилий.

Общее усиление необходимо выполнить по пред-

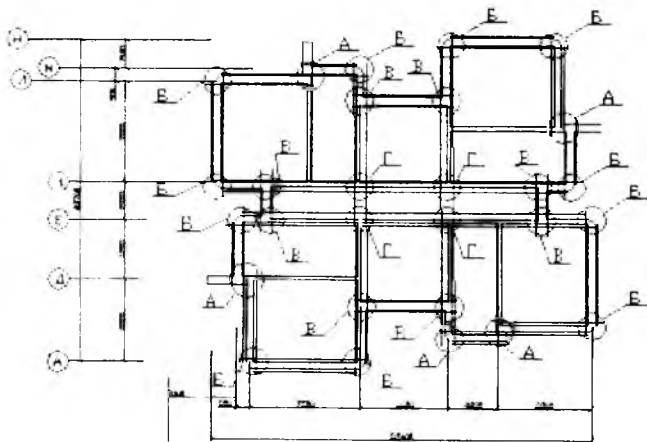


Рис. 3. Схема расположения предварительно напряженного пояса

лагаемой схеме с созданием предварительного сжимающего напряжения в несущих стенах и перекрытиях, превратив их в предварительно напряжённые диски (рис.3).

В то время как расчёты и анализ конструктивной схемы показывают возможность возникновения значительных усилий сдвига, скалывания и растяжения, а также в отступление от требований "Руководства по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий" (п.2.11; 5.6; 5.27; 5.29; 5.30 и 5.34) в проекте отсутствует не только расчётная, но и минимальная конструктивная арматура. Анализ системы трещин, появившихся в процессе эксплуатации, их место, траектории развития подтвердили теоретические расчёты.

Создание усиления рекомендуется выполнить в следующей последовательности.

1. Выполняются жёсткие узлы "Г" по ряду Е и Ж, ось 7 и 10 (рис.4).
2. Электротермическим способом создаётся предварительное напряжение в арматуре до уровня  $0.8R_{sn}$  сначала вдоль ряда Ж и Е, затем осей 7 и 10.
3. Выполняются 8 узлов "В" по аналогии с рис.4.
4. Создаётся предварительное напряжение поэтапно на всех участках между участками "В", "Г" и "Б" до уровня  $0.8R_{sn}$  с получением ядра в виде креста.
5. Выполняются 12 узлов "Б" и 4 узла "А" (рис.5.)
6. Создаётся предварительное напряжение на всех оставшихся участках до уровня  $0.8R_{sn}$ .
7. По высоте выполняются 4 пояса в следующей очередности: а) над 7, б) над 11, в) над 14, г) над 16 этажом. Общая высота конструкций усиления не превышает 80 мм над плитами перекрытия и будет скрыта конструкцией пола.

Начальная длина арматурных стержней между опорными поверхностями концевых анкеров  $l_c$  меньше расстояния между наружными гранями упоров на форме  $l_f$  на величину, обеспечивающую получение расчетного упругого удлинения  $\Delta l_0$ .

$$\text{Величина упругого удлинения: } \Delta l_0 = K \frac{\sigma_0}{E_a^H} l_y,$$

где  $\sigma_0 = 450 \text{ МПа}$  - расчетная величина напряжения в арматуре;  $K=1,2$  - коэффициент, учитывающий поправку к линейному закону Гука;  $E_a^H = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$  - нормативный модуль упругости арматурной стали.

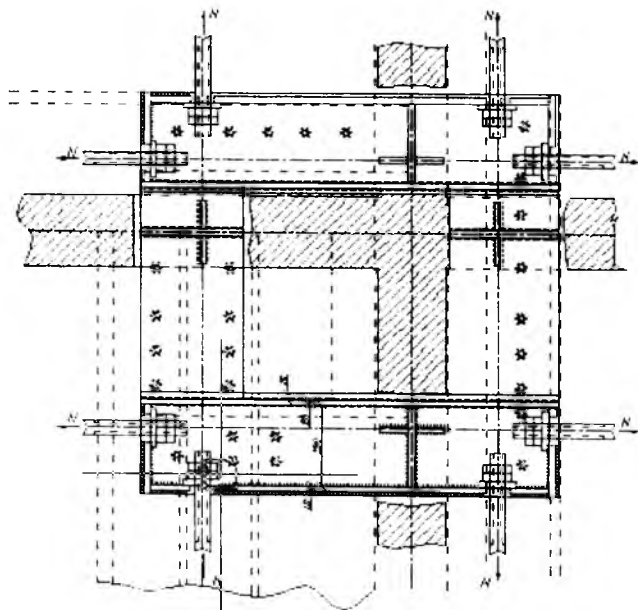


Рис. 4. Узлы по ряду Е и Ж

В действительности величина упругого удлинения  $\Delta l$  должна быть несколько больше  $\Delta l_0$  с учетом потерь первоначального удлинения на податливость при снятии в местах анкеровки натянутой арматуры:  $\Delta l = \Delta l_0 + \Delta l_a$ , где  $\Delta l_a$  - смятие анкеров ( $\approx 2 \text{ мм}$ ). Таким образом длина заготовок  $l_c = l_y - \Delta l$ . При нагреве вне формы длина стержней в нагретом состоянии  $\Delta l_1$  должна быть больше расчетной  $\Delta l$  на 4...5 мм, для облегчения укладки:  $\Delta l_1 = \Delta l + 4 \div 5 \text{ мм}$ ,  $l_c = l_y - \Delta l_1 = l_y - \Delta l_0 - \Delta l_a - \Delta l_1$ . Зная необходимую расчетную величину удлинения арматурных стержней при нагреве, можно рассчитать температуру нагрева:  $\Delta l_0 = \alpha \cdot l_y (t_k^0 - t_H^0)$ , где  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$  - коэффициент температурного удлинения стали;  $t_k^0$  - температура нагрева стержня,  $^{\circ}\text{C}$ ;  $t_H^0 = 20^{\circ}\text{C}$  - температура окружающей среды.

В действительности вместо  $l_y$  принимают  $l_H$ , поскольку при электронагреве вне формы концы стержней на 300...400мм не разогревают.  $l_H = l_c - 700 \text{ мм}$

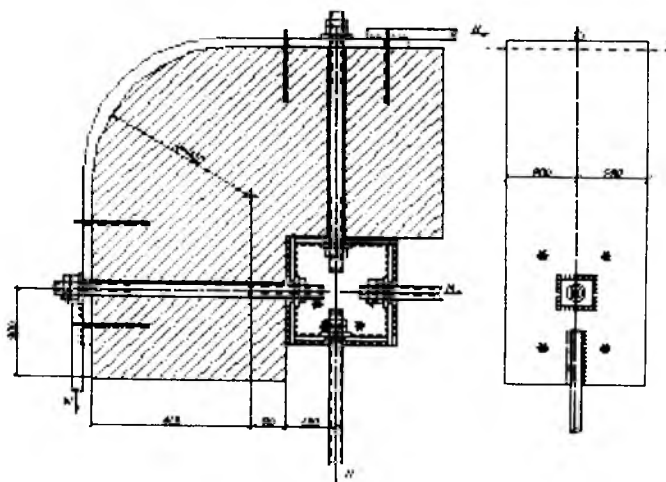


Рис. 5. Узлы Б и А

№ стержня	Длина рабочего стержня $l_y$ , мм	Количество стержней на схеме, шт	Расчетное упругое удлинение $\Delta l_0$ , мм	Контролируемое удлинение $\Delta l$ , мм	Длина заготовки $l_c$ , мм	Нагреваемая длина стержня $l_H$ , мм	$t_K^0, ^\circ C$	$\Delta t_K^0, ^\circ C$	Конечная температура нагрева, $T_K^0, ^\circ C$
1	729	2	20	27	7263	6563	270	89	359
2	9120	2	25	32	9088	8388	265	70	335
3	8020	4	22	29	7991	7291	267	80	347
4	5000	12	14	21	4979	4279	283	136	419
5	1000	8	3	10	990	-	-	-	-
5 <sup>1</sup>	3160	4	9	16	3144	2444	311	239	550
6	7480	8	20	27	7453	6753	269	86	355
7	11300	2	31	38	11262	10562	260	55	315
8	4740	8	13	20	4720	4020	285	145	430
9	5540	4	15	22	5518	4818	279	121	400
9 <sup>1</sup>	2200	4	6	13	2187	1487	353	392	745
10	600	4	2	9	591	-	-	-	-
11	6740	2	18	25	6715	6015	272	97	369
12	4190	2	11	18	4172	3472	292	168	460
13	9300	2	25	32	9268	8568	264	68	332

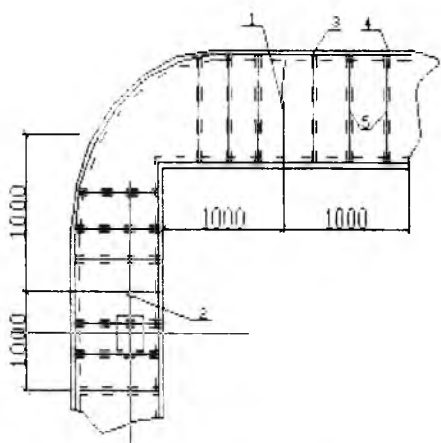


Рис. 6. Трещина скалывания

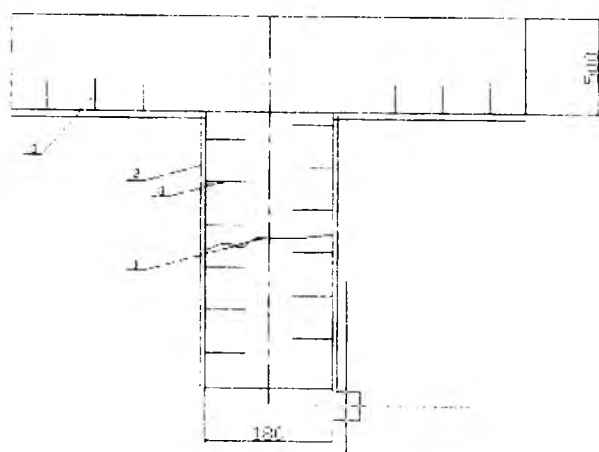


Рис. 7. Трещина сдвига

$$t_K^0 = \frac{K\sigma_0 l_y}{E^H \alpha l_H} + t_H^0 = \frac{\Delta l_0}{\alpha l_H} + t_H^0$$

Однако стержни надо нагреть на некоторую дополнительную величину  $\Delta t_K^0$ , которая обеспечит возможность получения дополнительного удлинения стержней

сверх  $\Delta l_0$  на величину  $\Delta l_i - \Delta l_0$ , т.е.  $\Delta t_K^0 = \frac{\Delta l_i - \Delta l_0}{\alpha l_H}$

Конечная температура нагрева:  $T_K^0 = t_K^0 + \Delta t_K^0$ .

Расчетная температура нагрева стержней находится в пределах 300...350°C. Как показывают опыты, арматурная сталь А-III при нагреве до 400...450°C и последующем постепенном охлаждении не теряет исходной прочности, следовательно возможно преднапрягать стержни 4 и 9. Стержни 9<sup>1</sup>, 10,5 и 5<sup>1</sup> не подвергаются предварительному напряжению электротермическим способом. Отклонение в установленных величинах  $l_c$  и  $l_y$  не должно превышать  $\pm 2,5$  мм (для форм до 18м).

С целью сохранения проектной долговечности предлагается выполнять местное усиление по следующим рекомендациям. Расчёт армирования усиления, пере-

секающего теоретическую (а точнее, фактически образовавшуюся) траекторию трещин сдвига и скалывания, выполнить по формуле [1, 2]

$$A_w = \frac{K_{IIc}^S \cdot b \cdot l_{ср}^h \cdot \sqrt{d_w}}{K_{Ic}^{st,w} \cdot \sqrt{3h} \cdot \pi^2 \cdot (0,5 - \zeta_u)} \cdot (1,13\lambda + 0,3),$$

а само местное усиление выполнить для трещин скалывания по рис.6, а трещин сдвига — по рис.7.

Для восприятия растягивающих усилий, возникающих в процессе эксплуатации жилого дома от разности температур наружной и внутренней поверхности, достигающей 50°C, нами рекомендуется выполнить установку сетки из проволоки Вр – I диаметром 5мм с ячейкой 40x40мм, закрепив ее к наружной поверхности оцинкованными дюбелями ДГ 100 с ячейкой 200x200мм.

### Библиографический список

1. Харламов С.Л., Пирадов К.А., Доркин В.В. Расчет двухслойных железобетонных изгибаемых элементов методами механики разрушений. – М., Палая – Мишин, 2000. — 144с.
2. Пирадов К.А., Гузев Е.А., Механика разрушения железобетона. – М., ГНЦ "Строительство" РФ НИИЖБ, 1998. — 190 с.

## О комплексной оценке безопасности строительных конструкций при сценарных воздействиях комбинированного характера

Важной фундаментальной проблемой, непосредственно связанной со многими строительными науками, является комплекс исследований в области науки о сопротивлении материалов, имеющий целью существенное развитие современных теоретических представлений о комплексной оценке безопасности строительных конструкций при комбинированных воздействиях природного и техногенного характера.

В реальных условиях при длительной эксплуатации железобетон испытывает сложные воздействия, в результате которых в конструкциях во времени протекают деструктивные процессы, приводящие к существенным структурным изменениям, что серьезно влияет на их сопротивляемость.

Величина наносимого ущерба достигла в настоящее время таких величин, которые нельзя не учитывать при разработке и реализации экономической и социальной политики на национальном уровне.

Безопасность – одна из сложнейших категорий, имеющих философское, экономическое и социальное содержание. Всестороннее понимание безопасности позволяет глубже проникнуть в сущность экономических и социальных проблем управления безопасностью продукции.

Безопасность достигается проведением единой государственной политики в области обеспечения безопасности, системой мер экономического, политического, организационного и иного характера, адекватных угрозам жизненно важных интересов личности, общества и государства.

Реальные расчеты строительных конструкций и их элементов не отличаются совершенством из-за отсутствия в них критериев, учитывающих изменение свойств материалов во времени под воздействием всех эксплуатационных факторов.

Данная проблема носит не толь-

ко актуальный научный характер, но и тесно связана с экономикой строительства. Четкий учет всесторонних сценарных воздействий на строительные конструкции будет определять пути ресурсосбережения как за счет совершенствования методов проектирования, так и за счет целенаправленного синтеза строительных материалов, стойких при тех или иных комбинированных воздействиях.

Можно ожидать, что успешное решение задач в рамках проблемы неизбежно приведет к дальнейшему развитию на новом уровне ряда строительных наук и, как следствие, к совершенствованию всего строительного образования.

Современное представление о комплексной сопротивляемости материалов негативным сценарным воздействиям должно быть расширено за счет отражения в расчетах конструкций и сооружений сопротивляемости материалов воздействиям эксплуатационной среды.

В рамках решения проблемы необходимо обобщение законов, закономерностей и результатов экспериментальных исследований, отражающих комплексную сопротивляемость строительных конструкций комбинированным негативным воздействиям.

Достоинство вероятностных показателей безопасности строительных систем обусловлено наличием хорошо разработанного математического аппарата теории случайных процессов в сложных системах. Это обстоятельство позволит прогнозировать показатели безопасности сложных систем и их отдельных компонентов.

К сожалению, при рассмотрении множества входящих случайных переменных, которые управляют и сопротивлению и нагрузкам, аналитические решения могут стать чрезвычайно трудными, если не невозможными. Имеется также ряд вопросов относительно уместности использования предельного (т.е. разрушающего) поведения как

уровня эталона для оценки надежности.

Анализ риска, т.е. определение плотности вероятности и частоты возникновения опасных воздействий является исходной информацией для последующих процедур, включающих разработку сценарного развития применительно к рассматриваемому объекту и оценку вероятности ущерба в случае реализации того или иного сценария.

Оценка вероятности ущерба

$$P \leq P_{adm}, \quad (1)$$

где  $P$  — риск нанесения объекту ущерба определенного уровня при опасном воздействии данной интенсивности за обозначенный период;  $P_{adm}$  — допустимый риск.

Величина  $P$  в общем случае может быть определена по формуле

$$P = P(H) \cdot P(A/H) \cdot P(T/H) \cdot P(O/H) \cdot D, \quad (2)$$

где  $P(H)$  – вероятность возникновения опасности;  $P(A/H)$  и  $P(T/H)$  – вероятность встречи опасности с рассматриваемым объектом в пространстве и времени;  $P(O/H)$  – вероятность нанесения определенного уровня ущерба;  $D$  – показатель ресурса объекта.

При учете экономических принципов расчета на безопасность определяется минимум математического ожидания затрат, связанных с возведением сооружения и возможными его повреждениями в течение заданного срока службы.

В подобных случаях оценка безопасности может также проводиться на дискретной основе путем прямого расчета сооружений на максимальные параметры воздействия по критерию предельных состояний на сценарные нагрузки из условия

$$\{S_{max}\} \leq \{R_{min}\}, \quad (3)$$

где  $\{S_{max}\}$  – комбинация внешнего силового расчётного фактора (момент, нормальная или поперечная сила, напряжение);  $\{R_{min}\}$  – комплексная реакция конструкции в предельном состоянии.

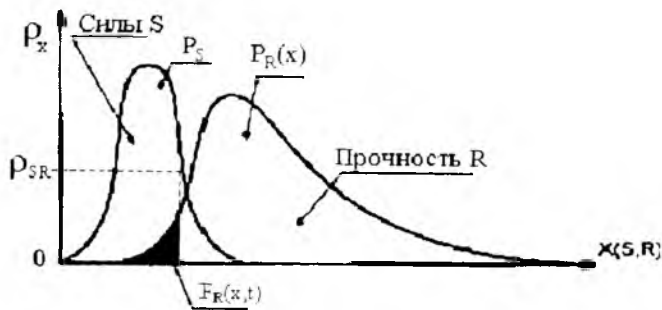


Рис.1.Плотности распределения силового и прочностного факторов

Условие безопасности работы конструкции в вероятностной форме принимает вид

$$\bar{Z} = \bar{R} - \bar{S} > 0 \quad (4)$$

Величина  $\bar{Z}$  представляет собой уровень безопасности конструкции или запас её надёжности.

Расчетная вероятность отказа по параметру  $x$  (напряжения, сила и др.) в интересующий момент времени  $t$  (рис. 1)  $P(x, t)$  может быть получена по формуле

$$P(x, t) = \int_0^{\infty} F_R(x, t) \rho_S(x, t) dx \quad (5)$$

где  $F_R(x, t)$  - функция распределения прочности материала конструкции  $R$ ;  $\rho_S(x, t)$  - плотность распределения силового фактора  $S$ .

Необходимо отметить, что по мере накопления повреждений величины усилий или напряжений ( $S$ ) и уровень безопасности ( $\Delta Z$ ) изменяются во времени

$$\Delta Z(t) = R(t) - S(t) \quad (6)$$

Возможные отказы возникают в различных комбинациях и сочетаниях.

Критерии допустимого риска требуют соответствующих статистических данных, которые не всегда достигнуты или наличествуют. Если условие (1) не выполняются, то должны быть приняты меры воздействия на чрезмерный риск. На основе анализа риска выбираются рациональные меры защиты.

Альтернативным подходом, который теперь является возможным благодаря современным компьютерным технологиям, является использование метода Монте-Карло как модели изменчивости эффекта нагружения и сопротивления. Моделирование, основанное на оценке

надёжности, учитывает детальную оценку индивидуальных коэффициентов нагрузки и их сочетаний. Характер всех нагрузок случайный, и они могут быть описаны как случайные переменные.

В данном подходе частные нагрузки представлены кривыми продолжительности нагружения и передачей ограниченной (непараметрической) гистограммы, а не номинальными значениями факторов нагружения, что имеет место во многих нормах. Точно так же переменные значения (т.е. прочность), которые затрагивают сопротивление конструкции или элемента, могут быть также выражены в терминах предельной гистограммы (рис. 2).

Использование моделирования методом Монте-Карло помогает определить вероятность разрушения, соответствующую любой комбинации переменных эффектов нагрузки  $S$  и сопротивления  $R$ . Необходимое число моделирований выполнено согласно распределениям  $R$  и  $S$ . Чтобы получить вероятность разрушения, число моделирований (каждая "точка" на рис. 2 соответствует взаимодействию  $R$  и  $S$ ) в области разрушения, область справа от линии  $R-S=0$  делится на общее количество моделирований. Затем результат вероятности разрушения сравнивается с планируемой вероятностью.

Наблюдаемое в последние годы усиление внимания к инженерной безопасности строительных систем позволило существенно углубить и расширить научную базу принимаемых проектных решений.

Это в значительной мере относится к комплексной оценке безопасности от техногенных воздействий, в том числе и пожаро-взрывобезопасности строительных объектов.

Вместе с тем учитываемая в проектировании картина развития событий, связанная с действием пожара или взрыва, нередко оказывается не полной, а результаты не соответствующими реальной тяжести последствий. Это обусловлено тем, что при расчетах не принимается во внимание сценарное развитие аварии, например, аварийные ударные воздействия, являющиеся следствием обрушения конструкций при пожаре или обрушения и разлета фрагментов при взрыве, а также связанные с этими воздействиями изменения в расчетной схеме сооружения. В ряде случаев эти комбинированные воздействия могут приводить к более опасным синергетическим эффектам, чем просто сумма от нескольких воздействий.

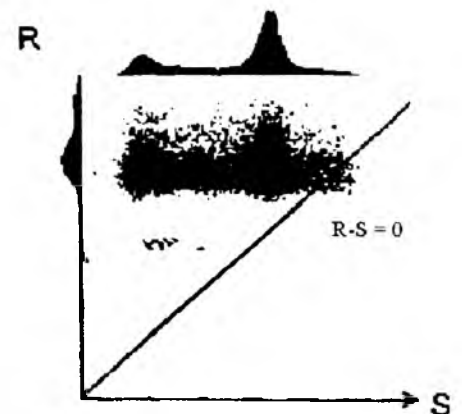


Рис. 2. Графическое представление моделирования, основанное на оценке безопасности

Известную группу сценарных воздействий при ЧС представляют различные комбинации типа "взрыв-удар-пожар". Опасность аварийных взрывов в значительной степени определяется образованием и разлетом осколков фрагментов конструкций. Масса этих осколков может достигать нескольких тонн, а радиус разлета — сотен метров.

Для обеспечения взрывоустойчивости зданий предусматривается необходимость усиления строительных конструкций с учетом взрывных нагрузок, но сценарное развитие в виде ударов осколков не учитывалось.

В условиях пожара обрушение перекрытия, примыкающего к каркасной противопожарной стене, может вызвать изменение расчетной схемы несущей колонны преграды

- из центрально нагруженной она становится внецентренно нагруженной. В обоих случаях это может вызвать преждевременное наступление предела огнестойкости противопожарной преграды по признаку потери несущей способности или утраты ограждающей способности. При обрушении поврежденных пожаром или взрывом конструкций возникает дополнительная нагрузка в виде удара по неповрежденным или частично поврежденным конструкциям. В результате такого комбинированного воздействия разрушение конструкций строительных систем может развиваться по принципу "домино" и приводить к прогрессирующему обрушению.

Возможная утрата этими конструкциями своей несущей или ограждающей способности в результате удара при пожаре до сих пор специально не рассматривалась.

Дальнейшие исследования должны быть направлены на изучение взаимного влияния наиболее важных для каждой комбинации воздействий, включая их влияние на характеристики и свойства материалов и конструкций: формулировку предельных состояний, развитие физических моделей для материалов и конструкций, разработку методов оценки ударо-пожаро-взрывостойкости конструкций и соответствующих рекомендаций по проектированию.

В связи с этим вопросы разработки методологических, теоретических и экспериментальных основ комплексной оценки комбинированных воздействий типа пожар-взрыв-удар в любом сочетании на конструкции, здания, сооружения должны быть отнесены к важным направлениям развития строительной науки в области предупреждения, защиты и ликвидации последствий чрезвычайных ситуаций.

Представляется, что одним из первых шагов в разрешении исследований в данном научном направлении должно быть формулирование общей концепции обеспечения стойкости конструкций, живучести зданий и сооружений к сценарным воздействиям.

Методологической основой такого рода концепции являются современные направления развития теории удара, огнестойкости, взрывостойкости и теории моделирования.

Развитие теории взрывоустойчивости строительных конструкций определяется проведением исследований по следующим основным направлениям:

-определение реальных аварийных взрывных нагрузок на конструкции с учетом всех факторов, влияющих на их величину и характер изменения во времени;

-оценка эффекта действия этих нагрузок на строительные конструкции на всех этапах их деформирования вплоть до разрушения.

Актуальной проблемой развития теории огнестойкости строительных конструкций является переход от рассмотрения так называемого "стандартного" пожара к учету воздействия на конструкции режимов возможных реальных пожаров в помещениях зданий и сооружений.

Использование концепции динамического расчета конструкций на огнестойкость дает возможность приблизить оценку огнестойкости к условиям реальных пожаров, решать ряд новых задач теории огнестойкости (в т.ч. определение остаточного ресурса несущей способности конструкций после пожара, на различные моменты времени воздействия реального пожара и др).

Взрыво-пожаро-ударобезопасность должна обеспечиваться системой противопожарной, противовзрывной и противоударной защиты. Для этого необходимо применять основные строительные конструкции с достаточной несущей способностью с учетом возможного комбинированного воздействия.

Концепция взрыво-пожаро-ударостойкости конструкций, зданий, сооружений должна базироваться на общей модели возникновения чрезвычайной ситуации сценарного характера, которая будет включать несколько мультипликационных моделей, логически связанных между собой. Основой такой модели будут физические и математические модели процессов, характеризующих режимы развития возможного пожара и последующего удара и взрыва в рассматриваемой системе; процессы, характеризующих протекание теплофизических явлений; процессы разрушения и деформирования в конструкциях зданий и сооружений, подвергаемых комбинированному воздействию.

Важным компонентом общей

модели комбинированного воздействия пожара, взрыва, удара на конструкции зданий и сооружений является формулировка условий возникновения и развития сценария вторичного аварийного воздействия. Если конструкция к моменту времени вторичного воздействия удара (взрыва) сохранила определенный уровень несущей способности, приступают к решению задач по оценке взрывоустойчивости конструкции.

При решении этих задач необходимо учитывать специфику мер, обеспечивающих огнестойкость конструкций. В условиях комбинированного воздействия пожара и взрыва эти меры могут противоречить друг другу. Например, для ослабления действия взрыва требуется устройство легкобросываемых конструкций, а для предупреждения развития пожара — наоборот, в ряде случаев необходимо сокращение проемов в помещении. Здесь также приходится решать вероятностные задачи сценарных воздействий. Практическая реализация этой возможности при проведении инженерных оценок осложняется недостаточной изученностью ряда вопросов.

К наиболее важным направлениям развития строительной науки в области взрыво-огнестойкости должны быть отнесены:

-дальнейшее совершенствование общей концепции оценки комбинированных воздействий при пожарах и взрывах на строительные материалы, конструкции, здания, сооружения;

-совершенствование методов и средств испытания материалов, конструкций в условиях комбинированных аварийных воздействий;

-разработка рекомендаций по оценке возможности и целесообразности дальнейшей эксплуатации конструкций, зданий и сооружений, подвергшихся комбинированным аварийным воздействиям.

Именно теперь, когда накоплено огромное количество экспериментальных данных о сопротивляемости строительных материалов и конструкций различным воздействиям, в период бурного развития информатики, компьютеризации и новейших методов исследования, постановка и решение такой крупной научной проблемы была бы своевременна и полезна.

А.А.ИВЛИЕВ, канд. техн. наук, проф., Е.М.ШТЕЙН, канд. экон. наук, доц. (МИКХиС)

## Прогноз и тенденции строительства жилья в Москве

Строительство переживает времена спадов и подъемов, но всегда остается во главе развития экономики, поскольку имеет в основном социальную направленность и большая его часть охватывает решение проблем жилищного строительства.

В этой связи правительственное постановление в августе 1954 г. "О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства" определило бурное развитие в нашей стране сборного железобетона (панельное домостроение). В короткие сроки была создана целая отрасль по выпуску деталей для индустриального домостроения. С 1955 по 1985 г. производство сборного железобетона возросло в стране в 25 раз, а к 1989 г. годовой объем выпускаемой этой отраслью продукции составил 180 млн. м<sup>3</sup>.

Позднее годовой объем производства сборного железобетона начал снижаться, и к настоящему моменту существующий технический потенциал предприятий – домостроительных комбинатов в Москве — используется лишь на 25%. Одна из причин такого явления – уменьшение применения сборного железобетона в строительстве, связанного прежде всего с переходом на более прогрессивные формы и методы строительства, в основном – на строительство из монолитного железобетона.

Следует отметить, что самым трудоемким и наиболее ответственным переделом в монолитном домостроении является опалубка. Некоторые виды опалубок дают возможность получения целых блоков квартир (площадь однокомнатных может достигать пятидесяти и более квадратных метров) и возводить одновременно внутренние стены и перекрытия – любые по высоте, длине и ширине, с последующим воз-

ведением наружных стен. Квартиры в таких домах – весьма высокого качества.

Другие виды опалубки являются более мобильными. С их помощью можно возводить здания каркасного типа без балок. Это открывает ряд возможностей: реально построить здание-этажерку с любым фасадом по желанию заказчика и распланировать квартиры заказанной площади и с необходимым количеством комнат.

В Москве значительно изменились градостроительные требования. Правительство Москвы в принятом постановлении от 25 июня 2002 г., №571 "О ходе реализации Генерального плана развития г. Москвы за прошедший год и задачах градостроительного развития Москвы" выступает за переход на строительство жилья только по монолитной технологии. Обоснованием такого подхода к застройке является то, что монолитные дома позволяют обеспечить любую протяженность здания, количество этажей, фасад, обеспечить требуемую планировку квартир. Таким образом, здания внешне могут быть разнообразными и архитектурно интересными. Дома, построенные по монолитной технологии, намного превосходят по потребительским качествам панельные дома [1, 2].

Начиная с 1996 г. по заданию Москомархитектуры началась параллельная разработка сразу нескольких вариантов монолитных технологий по возведению жилых домов различных типов, отличающихся набором и площадями квартир, а также обладающих возможностью их объединения как по горизонтали, так и по вертикали. Такое разнообразие планировочных решений стало возможным в результате использования монолитного железобетона. Квартиры принадлежали к 1 категории комфортности и отличались

большой площадью, чем стандартные квартиры в панельных домах массового строительства. Экономический анализ убедительно доказал эффективность данной конструктивной системы.

Работы по совершенствованию новой системы были продолжены в 1997 – 1998 гг. Именно в это время впервые заговорили о возможностях последующих перепланировок квартир без нарушения несущих конструкций. Для осуществления этой цели вертикальные инженерные коммуникации (вентиляционные короба, стояки водоснабжения, отопления и канализации и т.п.) стали максимально приближать к неизменяемым несущим конструкциям. Такая конструктивная система позволила предусматривать в одном проекте различные виды трансформации квартир (в пределах одной, двух или трех квартир, располагаемых в одном или двух уровнях).

С 2000 г. московскими архитекторами разработано значительное количество базовых проектов монолитных домов. Показатели последних разработок оказались весьма перспективными. Общая площадь квартир типового этажа достигала 3 тыс. м<sup>2</sup>, что примерно равно 4 – 12 секциям традиционного дома. На этаже может располагаться от 8 до 20 разнообразных квартир. При этом существенно снизилась общая материалоемкость дома — до 0,6–0,8 м<sup>3</sup> на 1 м<sup>2</sup> квартиры (тот же показатель в панельных аналогах составляет 1,0 – 1,2 м<sup>3</sup>). Таким образом, удалось в 2 – 3 раза повысить эффективность использования дорогой городской земли и при этом высвободить дополнительную часть придомовых территорий под благоустройство.

До недавнего времени производственная база отечественного монолитного домостроения была



Фирма	1995 – 2001 гг.	2002 г.
МФС-6	Строительство первого монолитного дома. Применение щитовой опалубки итальянской фирмы "Пилозно"	Сооружение монолитно-кирпичных корпусов на улицах Академической, 9; Петрозаводской, 8; в Большом Харитоньевском переулке, 16; Соловьином проезде в Ясеневе; 12-этажный жилой комплекс Кунцево-4 в поселке Заречье
МСМ-5	Приобретение оборудования для производства опалубки. Начало реализации программы освоения монолитного домостроения. Создан филиал монолитного домостроения "Строитель-5". Коренная реконструкция филиала "Стройконструкция-5" и собственных ЖБИ	В работе находятся три монолитных дома. Налажено производство несъемной опалубки и, как следствие, переход на более прогрессивные технологии строительства. Последовательное наращивание производственных мощностей
СУ-155	Приобретение железобетонного завода в г. Домодедове, Моск. обл.	Освоение новой серии И-155 и строительство первого монолитного дома. Имеет 5 бетонных узлов; 1 ЖБЗ; транспортную ж/д компанию, карьер на Урале. Приобретены цементный завод и песчаный карьер

весьма ограничена. Импортные комплекты опалубки, используемые российскими строителями – это чаще всего опалубка бывшая в употреблении. К тому же таких комплектов мало и они распылены по разным организациям.

В последнее время производство опалубки налажено сразу несколькими предприятиями. Сейчас на российском рынке представлена опалубка многих фирм: ООО "Диамант Райзен", ГП "Стройтехпрогресс" (Беларусь), фирмы "Квадрат" (Латвия) и "Баума" (Польша), ОАО "Стройметаллоконструкция", ОАО "Балтийский алюминий", PERI GmbH, ОАО "35 Механический завод", ООО "Коммерс-Маркет", ОАО "Орская опалубка", ФГУП ПО "Баррикады", ЗАО "МосМева", "Дока" и др. Существуют фирмы, оказывающие услуги по привязке опалубки к строительным объектам, расчету ее необходимого количества, а также предоставляющие ее в аренду.

Активно развивают направление монолитного домостроения два участника Московского союза строительства (МСС) – МФС-6 и МСМ-5. Также по монолитной технологии строят практически все частные строительные компании (строительный концерн "Крост", ЗАО НПП "Тема", корпорация "Конти", "ДонСтрой", ЗАО "Кунцево-Инвест", ОАО "Квартал 32-33", "Авгур Эстейт" и др.). Их доля, по оценкам экспертов, от 10 до 30% всего возводимого жилья в Москве. При этом многие фирмы, занимающиеся монолитным домостроением, мощно развиваются. Наращивание некоторыми предприятиями Москвы производственных мощностей для монолитного строительства показано в табл. 1.

Отметим также, что Департамент внебюджетной политики строительства (ДВПС), который до образования МСС возводил около 1 млн. м<sup>2</sup> жилья (в 2001 г. – 300 – 500 тыс. м<sup>2</sup>), с 2002 г. намечал строить все жилье по монолитной технологии.

Главным фактором развития рынка домостроения в Москве является программа строительства Правительства Москвы – "Программа развития Москвы до 2020 года". Дополнительные программы относятся только к монолитному домостроению и инициированы, в том

числе, частными компаниями [3, 4].

Городская комплексная инвестиционная программа "Новое кольцо Москвы" подготовлена по инициативе корпорации "Конти" в соответствии с распоряжением мэра Москвы от 7 апреля 1999 г. №334-РМ "О комплексной городской инвестиционной программе строительства многофункциональных высотных зданий "Новое кольцо Москвы". Программа рассчитана на 15 лет и предусматривает строительство около 60 высотных (35-40 этажей) многофункциональных жилых комплексов в срединном и периферийном поясах Москвы, которые станут новыми архитектурными доминантами. Прибыль от программы будет направлена целиком во внебюджетный инвестиционный фонд Москвы для реализации программы реконструкции и расселения пятиэтажного ветхого жилого фонда.

Согласно Генеральному плану развития города, строительство жилья по индивидуальным проектам в общем объеме нового строительства к 2006 г. планируется довести до 50%. Динамика ввода жилья в Москве и прогноз до 2006 г. показаны в табл. 2.

Прогнозы экспертов сводятся к еще большей динамике индивидуального (в том числе и монолитно-

го) домостроения на московском рынке.

У монолитного домостроения хорошие и долговременные перспективы. При том спросе на жилье, который существует в Москве, не следует считать, что в связи с развитием монолитных технологий домостроительные комбинаты в Москве и Московской области должны приспособляться к новой технологии. Вполне очевидные преимущества монолита и выполнение сформулированных в программах развития целевых установок приведут к тому, что так будет строиться все большая часть новых жилых домов. Большой прорыв в этом направлении произойдет, когда строительные фирмы смогут предложить потребителю готовый дом под ключ так, как это делают домостроительные комбинаты. Общая тенденция достаточно ясна – монолитная технология медленно, но верно "упрочняет позиции".

Все это, с учетом смещения потребительских предпочтений в сторону монолитного жилья, делает его перспективным в рыночном отношении. Работа на сегменте монолитного домостроения позволяет освоить растущий рынок, который в течение 7 – 10 лет станет доминирующим в московской жилой недви-

Таблица 2

Наименование параметра	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Ввод жилья по программам Правительства Москвы, млн. м <sup>2</sup>	3,1	2,9	3,16	3,2	3,5	3,46	4,0				
Прогнозируемые значения ввода жилья (наиболее вероятный вариант), млн. м <sup>2</sup>							3,83	3,85	3,90	3,88	3,81
Жилищный муниципальный фонд, тыс. м <sup>2</sup>				179	185	188	192	195	199	203	204
Ввод жилья по индивидуальным проектам, млн. м <sup>2</sup>	0,12	0,20	0,31	0,44	1,12	1,35	1,43	1,49	1,62	1,74	1,87
Ввод жилья при сносе и реконструкции, млн. м <sup>2</sup>	0,06	0,06	0,33	0,25	0,49	1,46	1,47	1,48	1,50	1,51	1,53
Строительство новых площадей при реконструкции жилых зданий, млн. м <sup>2</sup>						0,2	0,20	0,21	0,21	0,22	0,22
Строительство жилья по индивидуальным проектам в общем объеме нового строительства, %	4,0	7,0	10,0	14,0	32,0	36,0	37,3	38,6	41,5	44,9	49,1
Строительство жилья по индивидуальным проектам на месте реконструируемых и сносимых зданий, %	4,0	7,0	10,0	14,0	27,5	31,0	34,5	38,0	41,5	45,0	48,5

жимости. Развитие бизнеса позволит получать заказы на строительство в престижных районах Москвы, диверсификация бизнеса снизит хозяйственные риски (недозагрузку производственных мощностей доместроительных комбинатов).

В целом величины прогнозных данных также показывают, что панельное домостроение постепенно будет уступать позиции монолитным технологиям. Это произойдет в ре-

зультате возрастающих требований населения к качеству жилья. В Москве эта тенденция проявится наиболее отчетливо.

#### Библиографический список

1. **Паньковский А.А., Штейн Е.М.** Проблемы и перспективы развития жилищного рынка Москвы. / Сб. материалов 3-й Московской Международной строительной конференции, гостиница "Золотое кольцо", 10-11 апреля, 2002 -с. 144-151.

2. **Паньковский А.А.** Основные характеристики и особенности строительства домов по монолитной технологии// Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. — № 5. — 2002 — С 40-41.

3. **Костенецкий И., Лычкин Ю.** Капитальное строительство: состояние и перспективы развития//Экономист. — № 2. — 2000. — С. 22-30.

4. **Рекитар Я.А., Сидорова Н.А.** Долговременные тенденции развития строительного комплекса//Экономика строительства. — № 1. — 1999. — С. 18-22

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

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

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

**А.Ф.Милованов.** Стойкость железобетонных конструкций при пожаре, 1968. Об. 395 стр. Цена 80 руб.

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

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

Справки по телефону: 174-7665, факс 174-7776

А.И.ЗВЕЗДОВ, А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, доктора техн.наук (НИИЖБ)

# Конструктивные требования к железобетонным конструкциям в новых нормативных документах

Основные принципы назначения конструктивных требований, обеспечивающих требуемую надежность проектируемых конструкций, сформулированы в новых нормативных документах для случаев, когда:

- расчетом не представляется возможным точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям;
- расчеты могут выполняться только в рамках определенных граничных конструктивных условий;
- технология возведения и изготовления конструкций может быть обеспечена при определенных конструктивных условиях.

В новых нормативных документах сформулированы конкретные результаты, которые должны обеспечиваться выполнением требований к геометрическим размерам конструкций, к защитному слою бетона, к минимальным и максимальным расстояниям между стержнями арматуры, к относительному содержанию арматуры, к анкеровке и соединениям арматуры, к защите конструкций от неблагоприятного влияния внешней среды.

Выполнение требований к геометрическим размерам должно обеспечивать:

- надежную анкеровку арматуры;
- совместную работу арматуры с бетоном;
- достаточную жесткость конструкции;
- возможность качественного бетонирования конструкции.

Выполнение требований к минимальным расстояниям между стержнями арматуры должно обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;
- надежные анкеровку и стыковку арматуры;
- возможность качественного бетонирования конструкции.

Выполнение требований к защитному слою бетона должно обеспечивать:

- защиту арматуры от внешних воздействий;
- совместную работу арматуры с бетоном;
- возможность анкеровки и стыковки арматуры;
- возможность качественного бетонирования конструкции.

Выполнение требований к максимальным расстояниям между стержнями арматуры должно обеспечивать:

- эффективное вовлечение в работу бетона;
- равномерное распределение напряжений в сечении элемента;
- ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры.

Выполнение требований к относительному содержанию арматуры в железобетонном элементе должно обеспечивать работу элемента с учетом арматуры.

Выполнение требований к анкеровке и соединениям арматуры должно обеспечивать:

- восприятие усилий в арматуре в рассматриваемом сечении;
- передачу усилий от одного соединяемого (стыкуемого) стержня к другому.

Выполнение требований к защите конструкции от внешних воздействий должно обеспечивать их долговечность и коррозионную стойкость конструкций, находящихся в условиях сильно агрессивных сред.

В новых нормативных документах минимальное относительное содержание продольной арматуры увеличено до значения 0,1% - в отличие от значения 0,05% по действующему СНиП. Это вызвано необходимостью повысить надежность железобетонных конструкций, так как принятое в действующем СНиП минимальное значение со-

держания продольной арматуры является заниженным и существенно меньше значений, принятых во всех зарубежных и международных нормах. Следует также отметить, что минимальное значение относительного количества продольной арматуры выявляется из расчета по деформационной модели в тех случаях, когда в предельном состоянии элемента по прочности относительные деформации в продольной растянутой арматуре достигают своих предельных значений ранее, чем деформации сжатого бетона и возникает опасность разрушения элемента от разрыва арматуры.

Установлены общие правила для назначения максимального расстояния между стержнями рабочей продольной арматуры в различных элементах:

### в балках и плитах:

- не более 200 мм при высоте поперечного сечения  $h$  до 150 мм;
- не более  $1,5h$  и 400 мм при высоте поперечного сечения  $h$  более 150 мм;

### в стенах:

- не более  $2t$  и 400 мм ( $t$  - толщина стены) для вертикальной арматуры;
- не более 400 мм для горизонтальной арматуры.

В новых нормативных документах откорректированы правила установки поперечной арматуры в зависимости от типа элемента и восприятия им по расчету поперечной силы.

В любых железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, шаг поперечной арматуры установлен не более  $0,5 h_0$  и не более 300 мм.

В сплошных плитах, в часторбристых плитах высотой менее 300 мм, а также в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках

элемента, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру допущено не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторесбистых плитах высотой 300 мм и более на участках элемента, где поперечная сила воспринимается только бетоном, принято требование устанавливать поперечную арматуру с шагом не более  $0,75 h_0$  и не более 500 мм.

В новых нормативных документах с учетом международного опыта проектирования существенно усовершенствована методика определения длины анкеровки арматуры и длины соединения арматуры внахлестку без сварки.

Базовую длину анкеровки арматуры определяют из условия, по которому предельное усилие, воспринимаемое арматурой в рассматриваемом сечении, должно быть уравновешено силами сцепления арматуры с бетоном по длине анкеровки. Исходя из этого условия базовую длину анкеровки арматуры определяют по формуле

$$l_{o,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \quad (1)$$

где  $R_{bond}$  - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки арматуры;  $A_s$  и  $u_s$  - соответственно площадь поперечного сечения и периметр сечения анкеруемого арматурного стержня.

Выражая значения  $A_s$  и  $u_s$  через номинальный диаметр анкеруемого стержня  $d_s$ , получим

$$l_{o,an} = \frac{d_s \cdot R_s}{4 R_{bond}}. \quad (2)$$

Расчетное сопротивление сцепления зависит от профиля арматуры, ее диаметра, прочности бетона на растяжение и выражается формулой

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \quad (3)$$

где  $\eta_1$  - коэффициент, учитывающий влияние профиля арматуры;  $\eta_2$  - коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры.

В настоящее время применяют арматуру с тремя видами профиля:

- гладкую (обязательно с крючками, петлями или с приваренными поперечными стержнями на концах);
- периодического кольцевого

профиля (ранее применялась в основном);

- периодического серповидного профиля (распространенная в настоящее время).

Гладкая арматура имеет наименьшее сцепление с бетоном и для нее коэффициент  $\eta_1$  принят равным 1,5.

Арматура периодического профиля по сравнению с гладкой имеет значительно более высокое сцепление с бетоном. При этом более слабый с точки зрения относительной площади смятия ребер серповидный профиль имеет более низкое сцепление с бетоном по сравнению с кольцевым профилем (примерно на 30 %). Однако в новых нормах для упрощения принята единая величина сопротивления сцепления для арматуры с кольцевым и серповидным профилем. С учетом того, что в перспективе ожидается выпуск арматуры в основном с наиболее распространенным в мировой практике серповидным периодическим профилем и для обеспечения надежности анкеровки арматуры в новых нормативных документах эта величина ориентирована на относительно более слабый серповидный профиль. При этом значение сопротивления сцепления принято таким образом, чтобы длина зоны анкеровки была близка к среднему значению между значениями длины зоны анкеровки по действующему СНиП и по ориентированным на серповидный профиль международным нормативным документам. Исходя из вышеизложенного, в элементах из тяжелого бетона коэффициент  $\eta_1$  для арматуры периодического профиля принят равным 2,5. В результате базовая длина анкеровки арматуры по новым нормативным документам превышает длину анкеровки по действующему СНиП на 20 %, оставаясь все-таки ниже принятой в международных нормативных документах в среднем на 30%.

При больших диаметрах арматуры сопротивление сцепления с бетоном несколько понижается. Этот фактор учитывается посредством коэффициента  $\eta_2$ , который для диаметров арматуры до 32 мм включительно принимают равным 1,0, а более 32 мм - равным 0,9.

Фактическая длина анкеровки арматуры может быть уменьшена по

сравнению с базовой в том случае, когда фактическая площадь сечения установленной арматуры превышает требуемую по расчету, т.е. когда напряжения в арматуре будут ниже ее расчетных сопротивлений. Кроме того, фактическую длину анкеровки допускается принимать меньше базовой при применении различных анкерующих устройств (загиба концов арматуры периодического профиля, установки или приварки поперечной арматуры на длине анкеровки, учета обжатия бетона в пределах анкеровки арматуры и т.д.). Требуемую фактическую длину анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{o,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (4)$$

где  $A_{s,cal}$  и  $A_{s,ef}$  - площадь сечения анкеруемой арматуры соответственно требуемой по расчету и фактически установленной;  $\alpha$  - коэффициент, учитывающий влияние дополнительных анкерующих устройств и напряженного состояния арматуры.

При анкеровке арматуры периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка), а также гладких стержней с крючками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент  $\alpha$  для растянутой арматуры принят равным 1,0, а для сжатой арматуры - несколько пониженным и равным 0,75.

При устройстве дополнительных анкерующих устройств уменьшение длины анкеровки принимают не более, чем на 30%.

Кроме того, в любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее 0,3 базовой, не менее  $15 d_s$  и не менее 200 мм.

Исходя из принятой методики расчета длины анкеровки можно также определять усилие, воспринимаемое анкеруемой арматурой, в зависимости от длины  $l_s$  заведения ее в бетон относительно рассматриваемого сечения

$$N_s = \frac{R_{bond} \cdot l_s \cdot u_s}{\alpha} \leq R_s \cdot A_s, \quad (5)$$

Базовую и фактическую требуемую длины перепуска стыкуемой арматуры внахлестку без сварки принимают аналогичными соответствующим значениям анкеровки арматуры по формулам (1) и (4). Однако при этом учитывают худшие условия передачи усилий с

одного арматурного стержня на другой по сравнению с передачей усилий с анкеруемой арматуры на бетон.

В связи с этим длину перепуска арматуры периодического профиля с прямыми концами или гладких стержней с крючками и петлями принимают увеличенной по сравнению с длиной анкеровки на 20% и соответственно значение коэффициента  $\alpha$  в формуле (4) для растянутой арматуры принято равным 1,2, а для сжатой - равным 0,9. При этом должны быть соблюдены дополнительные условия (такие же, как в действующих нормативных документах):

- относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей арматуры периодического профиля должно быть не более 50%, гладкой арматуры (с крючками или петлями) - не более 25%;

- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры должно составлять не более  $4 d_s$ ;

- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее  $2 d_s$  и не менее 30 мм.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, принимают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной  $1,3 l_p$ , где  $l_p$  - требуемая длина нахлестки. Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков (нахлесток) находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей арматуры до 100%, принимая значения коэффициента  $\alpha$  в формуле (4) равным 2,0 - для растянутой арматуры и 1,5 - для сжатой арматуры. При относительном количестве стыкуемой в одном рас-

четном сечении арматуры периодического профиля более 50% и гладкой арматуры более 25% значения коэффициента  $\alpha$  определяют по линейной интерполяции.

По причинам, указанным при рассмотрении длины анкеровки, значения длины соединения арматуры внахлестку по новым нормативным документам при одинаковых условиях также превышают длину нахлестки по действующему СНиП на 20...30%, но они значительно ниже (на 30% и более) ее значений, вычисляемых по международным нормативным документам.

При наличии дополнительных анкерующих устройств на концах стыкуемых стержней (приварки поперечной арматуры, загиб концов стыкуемых стержней периодического профиля и др.) длина перепуска стыкуемых стержней может быть уменьшена, но не более чем на 30%.

В любом случае фактическая длина перепуска принимается не менее  $0,4 \alpha$  базовой длины перепуска, определяемой по формуле (1), не менее  $20 d_s$  и не менее 250 мм.

**БЕЛГОРОДСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ АКАДЕМИЯ  
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ  
ИНСТИТУТ ПО ПЕРЕПОДГОТОВКЕ И ПОВЫШЕНИЮ КВАЛИФИКАЦИИ СПЕЦИАЛИСТОВ  
АССОЦИАЦИЯ УЧЕНЫХ И СПЕЦИАЛИСТОВ В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ**

**ПРИГЛАШАЮТ ПРИНЯТЬ УЧАСТИЕ В  
МЕЖДУНАРОДНОЙ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКОЙ КОНФЕРЕНЦИИ  
ПЕНОБЕТОН - 2003**

**9 – 11 апреля 2003 года**

**Цель конференции:**

Обобщение опыта производства и применения пенобетона для распространения современных технологий и оборудования, выработки научно-обоснованных направлений развития технологии пенобетона, изготовления изделий и производства строительных работ.

**Тематика:**

- Сырьевые материалы
- Технологии изготовления
- Монолитный пенобетон
- Проектные решения конструкций и зданий
- Оценка и прогнозирование надежности

**Ученый секретарь конференции доктор технических наук  
Коломацкий Александр Сергеевич  
Телефон/факс: (0722) 35-90-42 E-mail: penobeton@intbel.ru**

М.М. ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн. наук, проф.

## Работа бетонной балки с одиночными трещинами или разрезами

Исследования работы бетонных и железобетонных балочных элементов были начаты еще в 90-х годах XIX века. В этих исследованиях хрупкое разрушение предполагалось невозможным; при расчетах балок с одиночными трещинами или разрезами влияние концентрации деформаций у вершин трещин и надрезов во внимание не принималось, расчет велся для ослабленного сечения-нетто. Соответственно за исходные принимались распределение деформаций по высоте балки в ослабленном сечении и закон, связывающий напряжения с деформациями. Точность расчетов была низкой, так как исходные расчетные предположения достаточного физического обоснования не имели — еще не было нужного для этого испытательного оборудования и измерительных приборов.

Подход к расчету изменился кардинально в пору широкого практического применения железобетона. Концепция допустимых напряжений уступила место концепции предельных нагрузок, а затем расчетных предельных состояний. Физически это было оправдано обнаруженной способностью бетона к перераспределению напряжений, что было подлинным открытием, поскольку это было время, когда за бетоном утвердилось представление как о хрупком материале. Живучесть этого представления настолько велика, что и сегодня можно услышать его отголоски: свойственное бетону пониженное сопротивление растяжению привычно считать признаком хрупкости.

Хрупкое разрушение предполагалось возможным в элементах, имеющих разрезы или изолированные трещины. Несмотря на авторитетное предостережение Вестергарда [1] о том, что в бетоне концентрации напряжений возникать не должно, бурное развитие "механики хрупкого разрушения", начатое трудами Гриффитса [2], вовлекло в свою орбиту и теорию железобетона.

Процесс этот носил в значительной мере стихийный характер и не был должным образом обоснован физически. Трудности в применении аппарата теории к бетону выявились в ходе исследований, которые в большом количестве проводились в 60-90 годах XX века. Некоторая несогласованность исходных предположений была очевидна, другие несоответствия требовали специального изучения, и можно было надеяться, что они со временем будут устранены. Но вот прошло примерно 30 лет довольно интенсивных исследований, а до ясности еще очень далеко и можно предположить, что поток быстро развивающейся науки не задержится слишком долго на неразрешенных вопро-

сах, а обойдет их, и теория хрупкого разрушения в применении к бетону останется в основном в нынешней эскизной форме, до которой ее удалось довести в ходе исследований 90-х годов XX века.

Самой серьезной проблемой стало явление медленного докритического подрастания трещин (slow crack growth), которое впервые было обнаружено при испытаниях балочных образцов по трехточечной схеме (рис. 1, а). Именно таким испытаниям посвящена данная статья.

Явление докритического подрастания трещин плохо согласуется с концепцией хрупкого разрушения. В результате периодически возвращаются к сомнениям относительно применимости этой концепции к бетону [3].

Не получила до сих пор четкого разрешения проблема влияния масштабного фактора при хрупком разрушении, хотя характеристики вязкости разрушения часто связывают с прочностью на растяжение, которая влиянию масштабного фактора подвержена.

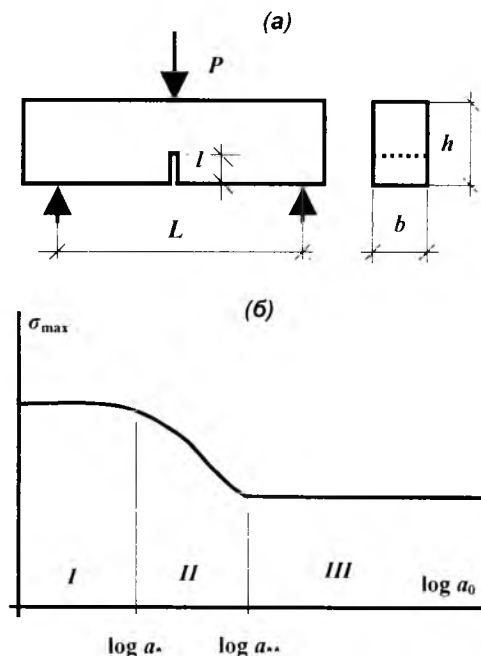


Рис. 1. Схема трехточечного нагружения балки с вырезом или одиночной трещиной посередине пролета (а) и зависимость предельных растягивающих напряжений  $\sigma_{\max}$  от  $\log(a_0)$ , где  $a_0$  — характерный (минимальный) размер сечения растягиваемого образца (б)

Нет полной ясности даже в таком сравнительно простом вопросе, как влияние ширины поперечных сечений образцов. По данным ранних опытов Каплана влияние ширины кардинально, последующие опыты отводят этому фактору очень скромную роль.

Трагикомична история испытаний балочных образцов — характеристики вязкости разрушения, которые получали при их испытаниях, оказывались зависящими от размеров образцов и разрезов. Поначалу это объясняли докритическим подрастанием концентраторов (трещин или разрезов) [4], затем недостаточно большими размерами образцов, но отказаться от простых балочных испытаний не могли. Петерссон [5] даже предложил увеличить высоту образцов до 2-х метров, Витман осуществил это предложение, но убедительных результатов не получил [6].

Казалось бы, революционную роль должны были сыграть опыты Шварца, в которых было обнаружено, что характеристики вязкости, полученные на образцах с начальными трещинами и с начальными вырезами, различаются между собой от 36 до 96% [7], но и это сообщение развития не получило, и всего лишь пополнило корзину недоуменных вопросов, ждущих своего разрешения.

Выделяются отличающиеся методической строгостью и тщательностью выполнения опыты Г.И. Шапиро и В.И. Ягуста [8, 9]. В [10] В.И. Ягуст сформулировал итоги этих опытов: (а) предпочтительнее образцы с устойчивым развитием концентраторов; (б) при применении для обработки опытных данных линейной механики разрушения размеры образцов должны удовлетворять требованиям этой теории; (в) если удовлетворить этим требованиям по тем или иным причинам нельзя, следует переходить к «нелинейной механике разрушения, например, к модели Дагдейла-Леонова-Панасюка.

## 1. Модель локального сопротивления бетона

В чем же причина малоуспешного применения механики разрушения к бетону? Почему исследования носят чаще всего чисто эмпирический характер, почему с годами общая картина не проясняется, а становится все более запутанной?

Автор статьи отдал дань применению механики разрушения к бетону и пришел к выводу, что она противоречит главным особенностям бетона — его несплошности и неоднородности. Она оставляет в стороне тот факт, что эти свойства делают сопротивление бетона в основном локальным [11]. Локальность состоит в том, что каждый элементарный объем материала, выделенный системой внутренних трещин, оказывает сопротивление нагрузке, величина которого не зависит от того, как нагружены смежные объемы. Это представление противоположно концепции механики разрушения и имеет далеко идущие следствия.

(а) Сопротивление бетона приобретает ярко выраженный статистический характер.

(б) Случайная прочность бетона на растяжение зависит от характерного (чаще всего минимального) размера образца —  $a_0$  или от  $\log(a_0)$ , как показано на рис. 1, б.

(в) Эта зависимость выражает чередование свойств

хрупкости и псевдопластичности. Первое свойство характеризуется влиянием масштабного фактора, второе — мы будем его именовать не псевдопластичностью, а отрывностью — характеризуется отсутствием влияния масштабного фактора на математическое ожидание прочности (его влияние сказывается на дисперсии прочности).

(г) Схема рис. 1, б первоначально была получена путем качественного анализа влияния внутренних трещин случайного размера на свойства бетона [12]. Эти результаты соответствовали результатам испытаний образцов с прорезами, проведенными А.П. Паком и Л.П. Трапезниковым [13]. Их окончательным подтверждением можно считать результаты исследований А. Карпинтери и др., в ходе которых были проанализированы результаты около 70 проведенных ранее исследований различных авторов [14].

(д) Для бетона отрывное поведение является наиболее характерным, отражающим его основные свойства. Разрушение в областях отрывности происходит по механизму накопления повреждений. Обычно значение имеют две области отрывности: «левая» и «правая». Пока для границ областей отрывности и хрупкости получены только грубые оценки в зависимости от максимальной крупности заполнителей  $D_{\max}$  [15]:

$$a_* = 2 + 1,2 D_{\max}; \quad a_{**} = 8 + 3,6 D_{\max} \quad (1)$$

При  $a < a_*$  образец относится к левой области отрывности, при  $a_* < a < a_{**}$  — к области хрупкости и при  $a > a_{**}$  — к правой области отрывности.

(е) После того, как сопротивление отрывности найдено, можно путем интерполяции найти масштабную зависимость хрупкой прочности.

(ж) Зависимость « $\sigma_{\max} - a_0$ » определяет максимум прочности на растяжение при данном характерном размере образца. Для того чтобы можно было определять сопротивление растянутой зоны при заданном распределении деформаций по ее высоте, применяется модель зон отрывности в виде системы стержней случайного сечения. Использование модели возможно, если известна закономерность распределения деформаций по высоте растянутой зоны. Определение этой закономерности представляет значительные трудности. Пока ее удалось получить только для сталефибробетона, обладающего повышенной деформативностью [16]. Схема эпюры деформаций показана на рис. 2, ее аналитическое представление имеет вид

$$\varepsilon(v) = \begin{cases} \varepsilon_c v/x & \text{при } v < v_0 \\ \varepsilon_c \frac{(v-v_0)(\varepsilon_1 - \varepsilon_*)}{h-l-v_0} & \text{при } v > v_0 \end{cases} \quad (2)$$

Величины  $\eta$  и  $\varepsilon_*$  — определяемые экспериментально параметры. Остальные обозначения ясны из рис. 2. То, что эпюра распределения деформаций кусочно-линейная, позволяет использовать простые формулы для определения главного вектора и главного момента растягивающих усилий:

$$\frac{2\langle N \rangle}{E\omega_1 \varepsilon^*} = \frac{L(\beta) - L(\alpha)}{\beta - \alpha}; \quad \frac{3\langle M_{01} \rangle}{E\omega_2 \varepsilon^*} = \frac{K(\beta) - K(\alpha)}{(\beta - \alpha)^2} \quad (3)$$

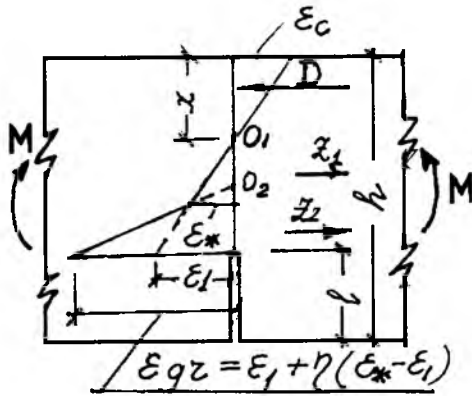


Рис. 2. Эпюра деформаций в ослабленном сечении балки с начальным вырезом или трещиной

где:  $\alpha = \epsilon_2 / \epsilon^\circ$ ,  $\beta = \epsilon_1 / \epsilon^\circ$ ,  $\langle N \rangle$  и  $\langle M \rangle$  — соответственно математические ожидания случайных величин главного вектора и главного момента растягивающих напряжений относительно полюсов вращения ( $O_1$  — для верхней части эпюры деформаций и  $O_2$  — для нижней части). Параметр  $\epsilon^\circ$  — определяемая из опытов константа. Функции  $L(x)$  и  $K(x)$  выражаются через неполную гамма-функцию. В [15] приведены значения  $L(x)$  и  $K(x)$  в необходимых для расчетов пределах. Там же приведены нужные для расчетов значения  $\eta$  и  $E\epsilon^\circ$ .

Деформации бетона сжатой зоны, как известно, с достаточной точностью следуют закону плоских сечений. Диаграмма работы бетона при сжатии с небольшими эксцентриситетами по данным Е.А. Когана и Н.Е. Шабасовой [17] выражается аналитически в виде:

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_{\max} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} (2 - \epsilon_c / \epsilon_{cr}) & \text{при } \epsilon_c / \epsilon^\circ < 1,63 \\ 0 & \text{при } \epsilon_c / \epsilon^\circ > 1,63 \end{cases} \quad (4)$$

где  $\epsilon_{cr}$  — критические деформации при сжатии. Ниже это выражение приближенно использовано при имеющем место в сжатой зоне неоднородном сжатии.

Зная выражения для усилий в сжатой и растянутой зонах, можно составить уравнения равновесия, достаточные для определения относительной высоты сжатой зоны  $\xi = x/h$  и относительного предельного момента  $M_* = 24 M / bh^2 E \epsilon^\circ$ , где  $M$  — предельный момент. Расчетные уравнения для случая  $\epsilon_c < 1,63 \epsilon_{cr}$  приведены ниже.

#### Случай $\epsilon_1 < \epsilon_*$

Уравнение проекций:

$$\lambda \xi^2 \frac{1 - 0,33 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{cr}} \frac{\xi}{1 - \xi}}{(1 - \xi)^2} = \frac{0,595 - L(\epsilon_1 / \epsilon^\circ) \epsilon_{cr}}{(\epsilon_1 / \epsilon^\circ)^2 \epsilon^\circ}$$

Уравнение моментов относительно  $O_1$  на рис.2:

$$\langle M_* \rangle = \frac{24 \langle M \rangle}{bh^2 E \epsilon^\circ} = \lambda \xi^2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} \left( 8 - 3 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} \right) + 8(1 - \xi) \frac{0,5 - K(\epsilon_1 / \epsilon^\circ) \epsilon_{cr}}{(\epsilon_1 / \epsilon^\circ)^2 \epsilon^\circ}$$

#### Случай $\epsilon_1 > \epsilon_*$

Уравнение проекций:

$$\lambda(1 + \eta) \xi \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} \left( 1 - 0,33 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} \right) = (1 - \xi) \frac{0,595(1 + \eta) - \eta L(\epsilon_* / \epsilon^\circ) - L(\epsilon_{gr} / \epsilon^\circ)}{\epsilon_1 / \epsilon^\circ}$$

Уравнение моментов относительно  $O_1$ :

$$\langle M_* \rangle = \frac{24 \langle M \rangle}{bh^2 E \epsilon^\circ} = \frac{1 - \xi}{(1 + \eta)^2 \frac{\epsilon_1}{\epsilon^\circ}} \left\{ 8 \left[ \frac{K\left(\frac{\epsilon_*}{\epsilon^\circ}\right) - K\left(\frac{\epsilon_{gr}}{\epsilon^\circ}\right)}{\frac{\epsilon_1}{\epsilon^\circ} - \frac{\epsilon_*}{\epsilon^\circ}} + 12\eta(1 - \xi) \left[ L\left(\frac{\epsilon_*}{\epsilon^\circ}\right) - L\left(\frac{\epsilon_{gr}}{\epsilon^\circ}\right) \right] \right] \right\}$$

Уравнения составлены для балки без надрезов и трещин. Если имеется начальный разрез или трещина глубиной  $l$ , то во всех выражениях высота сечения  $h$  заменяется величиной  $h - l$ .

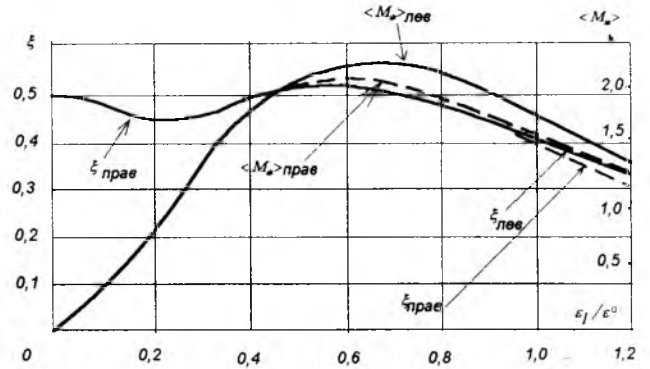


Рис. 3. Расчетные зависимости  $\xi$  и  $\langle M_* \rangle$  от  $\epsilon_1 / \epsilon^\circ$  при  $R_c = 40$  МПа

Сплошные линии — для левой области отрывности, пунктир — для правой

Результаты расчетов, выполненных для  $R_c = 40$  МПа, приведены на рис. 3. Отметим важнейшие выводы, следующие из рассмотрения этих результатов: а) величины  $\xi$  для левой и правой областей отрывности при  $\epsilon_1 / \epsilon^\circ < 0,7$  мало отличаются от 0,5, затем быстро убывают; б) величина  $\langle M_* \rangle$  для левой области отрывности достигает максимального значения, равного 2,3 при  $\epsilon_1 / \epsilon^\circ = 0,66$ , для правой — примерно равного 2,1 при  $\epsilon_1 / \epsilon^\circ = 0,6$ ; в) максимумы выражены не резко, поэтому ввиду случайности сопротивления, по существу речь должна идти не о критической точке, а о критической области; г) для обычных бетонов несущая способность балки достигается до появления трещины (если не было начальной трещины) и до развития трещины (если начальная трещина была) при достижении деформациями растяжения своей предельной величины  $\epsilon_1$ .



В последние годы величину предельной растяжимости удалось существенно уточнить. Так, Г. Дуда получил  $\varepsilon_l = 10 \varepsilon_{ct}$ , где  $\varepsilon_{ct}$  – критическая деформация при растяжении [18], по Г. Роммелю  $\varepsilon_l = 11 \cdot 10^{-4}$ , причем образцы с  $D_{max} = 16$  и 8 см дали близкие результаты [19]. Д. Филлипс и З. Биншенг испытывали образцы сечением 15x15 см с вырезами и без вырезов. Для изготовления образцов были использованы бетонные смеси с В/Ц от 0,3 до 0,6. Получены зависимости  $\varepsilon_{ct}$  и  $\varepsilon_l$  от В/Ц [20]. Гуо Чен-Хай и Чанг Хиу-Гин получили заслуживающие внимания результаты, пользуясь установкой с механическим перераспределением усилий. Для  $\varepsilon_{ct}$  ими получены значения [21]: 0,7; 0,71; 0,72; 0,8; 0,81; 0,82; 0,89; 0,89; 0,91; 0,93; 0,94; 0,95; 0,97; 1,0; 1,0; 1,02; 1,03; 1,10; 1,11; 1,19; 1,25; 1,28; 1,29; 1,36 и 1,38. В этих опытах предельная растяжимость превышала критические деформации в 5–6 раз. Результаты опытов [21] использовали Г. Марчук и З. Чен [22] при сопоставлении поведения образцов из высокопрочных и обычных бетонов. Для образцов из высокопрочных бетонов было получено:  $\varepsilon_l/\varepsilon_{ct} = 3$ , для образцов из обычных бетонов 6–7. Величина  $\varepsilon_{ct}$  с увеличением прочности бетона незначительно возрастала.

Предельную растяжимость иногда удается зафиксировать и на обычных механических установках с контролем усилий при испытаниях образцов с устойчивым развитием трещин. Так, А. Кастро-Монтеро и др. при измерениях деформаций перед фронтом трещины получили на таких образцах  $\varepsilon_l = 3 \cdot 10^{-4}$  [23]. В ранней работе Хейльмана было получено:  $\varepsilon_{ct} = (0,44 \dots 1,1) \cdot 10^{-4}$  и  $\varepsilon_l = (4,0 \dots 11,0) \cdot 10^{-4}$ .

Сопоставляя последние данные о предельной растяжимости бетона с деформациями, при которых достигается несущая способность балки, убеждаемся, что трещины появляются (начинают развиваться) в результате весьма длительного нарастания деформаций, сопровождающегося падением сопротивления. При испытаниях с контролем усилий эта стадия протекает в динамическом режиме и детали процесса не фиксируются, наличие или отсутствие докритического подрастания трещин остается невыясненным. Поэтому во всех случаях испытания желательнее вести с контролем деформаций. То обстоятельство, что достижение несущей способности никак не связано с развитием начальных концентраторов, делает применение теории хрупкого разрушения физически неоправданным.

## 2. Сопоставление опытных данных с расчетными, полученными на основе концепции локального сопротивления

Очень важным является экспериментальное подтверждение закона чередования отрывности и хрупкости, которое, как уже упоминалось, получено А. Карпинтери с предельной убедительностью. Ставить вопрос о степени точности расчетов на основе концепции локальности сопротивления бетона, видимо, еще рано. Остается еще очень много неясных вопросов, среди которых очень трудный вопрос назначения прочности бетона на растяжение с учетом масштабного фактора, требующая обширных экспериментов, проблема уточнения всех расчетных параметров и др. Это вынужда-

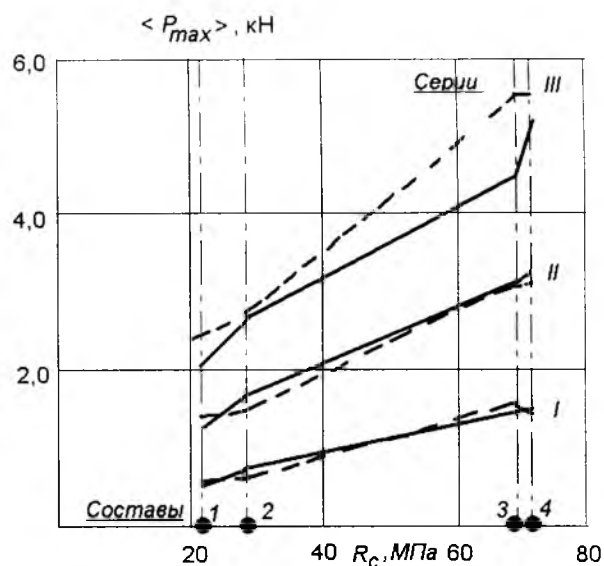


Рис. 4. Зависимости максимальной нагрузки  $P_{max}$  от  $R_c$  при различной высоте балки по данным опытов Р. Хорвата и Т. Петерссона (сплошные линии) и  $\langle P_{max} \rangle$  от  $R_c$  по расчету (пунктир)

I —  $l = 5$  см,  $h = 10$  см,  $L = 80$  см

II —  $l = 10$  см,  $h = 20$  см,  $L = 113,1$  см

III —  $l = 15$  см,  $h = 30$  см,  $L = 138$  см

ет пока ограничиться проверкой качественного соответствия опытов и расчетов.

На рис. 4 приведены результаты опытов Р. Хорвата и Т. Петерссона [24]. Опытные образцы различной высоты (5, 10 и 15 см) имели вырезы высотой  $l = h/2$ . Образцы приготовлены из бетонов четырех составов, имеющих прочность до  $R_c = 73$  МПа. Опытные данные для всех трех серий образцов различной высоты (I, II и III на рис. 4) сопоставлены с расчетами для левой области отрывности: при этом исходили из того, что высота растянутой зоны не превышала  $h/4$ . Соответствие опытных данных расчетным удовлетворительное.

Принципиальное значение имеют опыты с образцами, имеющими разную глубину надреза. На рис. 5 дано сопоставление расчетов с опытными данными А. Карпинтери, опубликованными в 1981 году [25]. Образцы были изготовлены из мелкозернистого бетона и согласно (1) относятся к правой области отрывности. В опытах варьировали глубину надреза. Соответствие между опытными данными и расчетом хорошее.

Это важно, так как показывает, что влияние высоты надреза исчерпывается влиянием на высоту-нетто сечения.

## Заключение

Обращается внимание на физическую необоснованность применения механики хрупкого разрушения для расчета бетонных элементов, имеющих начальные вырезы или трещины. При расчете таких элементов должны в первую очередь учитываться несплошность и неоднородность бетона, которые придают этому материалу отрывное строение, и свойство локальности

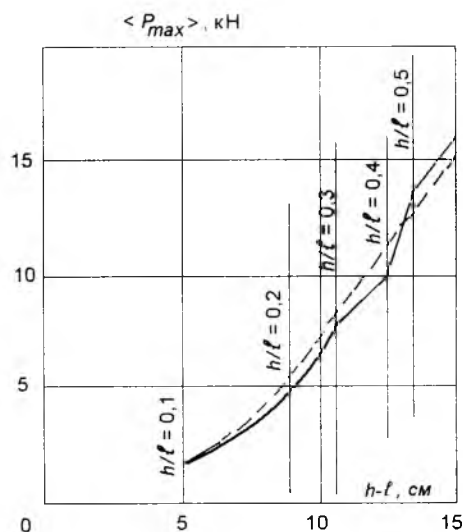


Рис. 5. Зависимости математического ожидания максимальной нагрузки  $P_{max}$  от высоты сечения-нетто  $h_{netto}$  по данным опытов А. Карпинтери для балок из мелкозернистого бетона (сплошные линии) и зависимость  $\langle P_{max} \rangle$  от  $h_{netto}$  по расчету (пунктир)

сопротивления. Локальность выражается в том, что выделяемые внутренними трещинами объемы (зерна) воспринимают усилия, величина которых не зависит от того, как нагружены смежные зерна.

Разработка метода расчета бетонных элементов на основе концепции локальности сопротивления потребует обширных экспериментальных и теоретических исследований. В статье изложены результаты начального этапа этих исследований применительно к расчету балки с изолированным вырезом. Ранее рассмотрены случаи осевого растяжения и внецентренного сжатия. Проведенный этап исследований включает: экспериментальное подтверждение свойства чередования отрывности и хрупкости при увеличении характерного размера сечения, выявление границ областей в зависимости от максимальной крупности заполнителей, выявление закономерности распределения деформаций по высоте растянутой зоны. То, что эпюра деформаций кусочно-линейная, позволяет использовать разработанный ранее алгоритм расчета на внецентренное растяжение. Для определения напряжений в сжатой зоне балки — приближенно использованы новые данные о диаграмме работы бетона на центральное сжатие. Расчет балки сводится к определению двух переменных:  $\chi$  и  $\langle M_* \rangle$  из двух условий равновесия, приведенных в статье. Для  $R_c = 40$  МПа выполнены расчеты зависимости  $\chi$  и  $\langle M_* \rangle$  от  $\varepsilon_1/\varepsilon^0$ . Сопоставление результатов расчетов с известными опытными данными для изгиба балок различной высоты с надрезами разной глубины показало удовлетворительную точность расчетов.

## Библиографический список

1. Westergaard H. Bearing pressures and cracks // Journal of applied mechanics. - 1939. - № 61.
2. Griffiths A. The phenomena of rupture and flow in solids // Phil. Trans. Roy. Soc. of London. 1922. - A, 221.

3. Ziegeldorf S. u.a. A model law for the notch sensitivity of brittle materials // Cement and Concrete Research. - 1980 - V. 10, № 5.
4. Kaplan M. Crack and the fracture of concrete // Journal of American concrete institute. 1961. - V. 58, № 11.
5. Petersson P. Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials – Lund Institute of Technology (Sweden), 1981 - Rep. TVBM-1006.
6. Wittmann F., Metzener-Cheorghita. Fracture toughness determined on large specimens // Materials and Structures. -1985. - V. 104.
7. Swartz S.E. e.a. Stress-intensity factor for plain concrete in bending – Prenotched versus precracked beams // Experimental mechanics. - 1982. - V. 22, № 11.
8. Ягуст В.И. Определение сопротивления бетона развитию трещин при кратковременном нагружении // Труды ВНИИЖелезобетона. - Москва: Стройиздат, 1975. -Вып. 20.
9. Ягуст В. И. О границах области применимости линейной механики разрушения к бетону // Бетон и железобетон. - 1982. - № 6.
10. Ягуст В. И. Сопротивление развитию трещин в бетонных конструкциях с учетом влияния макроструктуры материала / Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - Москва, 1982.
11. Лавут А.П., Холмянский М.М. Растяжение бетона при одноосном напряженном состоянии // Известия АН СССР. Механика твердого тела. - 1966. - № 4.
12. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном – Москва: Стройиздат, 1981.
13. Pak A.P., Trapeznicov L.P. Experimental investigations based on the Griffiths-Irvin theory processes of the crack development in concrete // Adv. Fract. Res. Prepr. 5-th Int. Conf. Fract. (Cannes,1981). Oxford, 1981. -№ 4.
14. Carpinteri A. e.a. Multifractal scaling law: an extensive application to nominal strength size effect of concrete structures // Politecnico Di Torino. Atti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale - № 51.
15. Холмянский М.М., Курилин В.В., Ерин Н.Н., Зальцман - А.С. К масштабной зависимости прочности бетона при растяжении // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 1996. - № 12.
16. Холмянский М.М. Расчет сталефибробетонных элементов на чистый изгиб // Бетон и железобетон. 1991. - №3
17. Коган Е.А., Шабеева Н.Е. О влиянии различных технологических и методологических факторов на характер полной диаграммы бетона // Сборник научных трудов ВНИИЖелезобетона. - Москва, 1984.
18. Duda H. Bruchmechanischer Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchungen // Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton. - 1995. - H. 419.
19. Rimmel H. Zum Zug- und Schubverhalten von Bauteiltn aus hochfestem Beton // Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton. - 1994. - H. 444.
20. Phillips D., Blinsheng Z. Direct tensile tests on notched and unnotched plain concrete specimens // Magazine of concrete research. - 1993. - № 162.
21. Guo Zhen-hau, Zhang Xiu-gin. Investigation of complete stress-strain deformation curves for concrete in tension // ACI Materials Journal. 1987. - V. 84, № 4.
22. Marzouk H., Chen Z. Fracture energy and tensile properties of high-strength concrete // Journal of civil engineering. - 1995. -V. 7, № 2.
23. Castro-Montero A. e.a. Strain field measurement in fracture process zone // Journal of Engineering Mechanics. - 1990. -V. 116, № 11.
24. Horvatt R., Petersson T. The influence of the size of the specimen on the fracture energy of concrete // Lund Institute of Technology (Sweden), 1984 - Rep. TVBM-5005.
25. Carpinteri A. Static and energetic fracture parameters for rocks and concrete // Materials and Constructions. 1981. - V. 14, № 81.

Ю.Г.ХАЮТИН, д-р техн. наук, В.Л.ЧЕРНЯВСКИЙ, инж., Е.З.АКСЕЛЬРОД, канд.техн. наук  
(ООО "ИнтерАква")

## Применение углепластиков для усиления строительных конструкций\*

Для оценки эффективности усиления отечественными углеродными тканями были проведены лабораторные испытания пяти групп бетонных неармированных балочек размером 10 x 10 x 40 см, на которых определялось влияние количества слоев наклеенной углеродной ткани на момент трещинообразования и разрушающую нагрузку. В каждой группе испытывали на чистый изгиб от 2 до 4 балочек из бетона класса В25. Число наклеиваемых слоев углеродной ткани варьировалось от 0 до 4. Ткань наклеивали на растянутую зону балочек. Для уменьшения опасности разрушения по наклонному сечению балки в зоне переменного изгибающего момента наклеивали хомуты из четырех слоев углеродной ткани. В каждой группе испытано от 2 до 4 балочек. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Результаты испытаний показали, что при подготовке и планировании испытаний в неполной мере была учтена фактическая высокая степень усиления неармированных балочек углепластиком на действие изгибающего момента. Эффективность усиления растянутой зоны, недооценка влияния поперечной силы от больших изгибающих моментов, а также нецелесообразность усиления толстыми накладками, использованными для хомутов, привели в комплексе к разрушению балочек в группах 3-5 по наклонным сечениям. Даже при двух слоях наклеиваемой ткани предельное состояние балочек определялось одновременным разрушением по нормальному и наклонному сечениям. При трех и более слоях предельное состояние балочек харак-

теризовалось преобладающим влиянием трещин по наклонному сечению, а при четырех слоях нормальные трещины не образовывались. В то же время из таблицы 2 видно, что коэффициент усиления по моменту трещинообразования при одном слое ткани составил 1,74, а при двух - 2,73. Коэффициент усиления по несущей способности соответственно составил 2,36 и 3,38. При испытаниях получено подтверждение, что для углепластиковой полосы в растянутой зоне достаточно 100 мм длины анкеровки.

нагрузок, распространение трещин по высоте сечения сдерживается углепластиком.

Учитывая, что внешнее армирование углепластиком в основном ориентировано на восстановление утраченной в ходе эксплуатации несущей способности конструкций, совместно с "ИМИДИС" были проведены испытания на изгиб трех железобетонных балок высотой 0,2 м, шириной 0,15 м и длиной 1,1 м. Бетон балок имел прочность на сжатие, соответствующую классу В35. Продольная арматура Ø10 мм клас-

Т а б л и ц а 2

№ группы балок	Количество слоев углеродной ткани	Момент трещинообразования, кНм	Предельный изгибающий момент, кНм	Коэффициент усиления	
				по моменту трещинообразования	по несущей способности
1	0	1,61	1,61	1	1
2	1	2,8	3,8	1,74	2,36
3	2	4,4	5,45*	2,73	3,38
4	3	5,3	5,7*	3,29	3,54
5	4	—	5,7*	-	3,54

Примечание: звездочкой отмечено разрушение по наклонному сечению.

Эти лабораторные испытания, конечно, не претендуют на раскрытие механизма работы внешнего армирования из углепластиков, а только подтверждают возможности такого усиления.

Результаты испытаний, приведенные в [1], показали, что усиление композитными материалами железобетонных балок с процентом армирования рядовой арматурой 0,19-0,76% повышает несущую способность на 20-60%, при этом снижается опасность хрупкого разрушения. Зарождение трещин происходит при более высоких уровнях

са А-III была установлена в нижнем и верхнем поясах. Коэффициент армирования составлял 0,087%.

Задачей этих испытаний было убедиться, что технология внешнего усиления позволяет восстанавливать трещиностойкость и несущую способность железобетонных элементов без снижения их эксплуатационных свойств. Первую балку при испытании довели до образования трещин с раскрытием 0,5-0,6 мм, а затем ее разгрузили. Трещины были заинъектированы эпоксидным компаундом, после чего на растянутую зону балки наклеено два слоя угле-

\* Окончание. Начало статьи см. в № 6, 2002 г.

родной ленты. Затем балку вновь испытали на изгиб с доведением до разрушения. Две другие балки являлись контрольными. На растянутую зону балки 2 до испытания было наклеено два слоя углеродной ленты, а балка 3 не имела внешнего усиления.

При испытании балки 1 (до усиления) при нагрузке 50 кН было отмечено образование нормальных трещин раскрытием до 0,08 мм. При нагрузке 110 кН раскрытие трещин достигло 0,6 мм. При повторном ее испытании (после усиления) раскрытие старых и появление новых трещин началось при нагрузке 70 кН. Предельное состояние балки наступило при нагрузке 153 кН, которое сопровождалось разрушением сжатой зоны, разрывом и отслоением углепластика, текучестью растянутой арматуры.

При испытании балки 2 появление нормальных трещин было зафиксировано при нагрузке 60 кН, а разрушение – при нагрузке 150 кН. Характер разрушения был такой же.

Во время испытания балки 3 появление нормальных трещин было зафиксировано при нагрузке 50 кН, а разрушение – при 130 кН.

Зависимость “нагрузка - прогиб” для балок 1 и 2 представлена на рис. 1.

Испытания показали, что несущая способность железобетонной балки 1, усиленной после первого этапа испытаний, была не только восстановлена до первоначального уровня (балка 3), но оказалась выше контрольной на 13% (как у балки 2). Результаты испытания этих балок подтвердили, что внешнее армирование из углепластика позволяет не только восстанавливать, но и увеличивать несущую способность железобетонных конструкций.

В качестве примера успешного использования в России углеродной ткани для усиления сложных инженерных конструкций можно привести работы по восстановлению работоспособности чаши монолитного железобетонного сгустителя галитовых отходов флотофабрики на Соликамском комбинате калийных удобрений. Сгуститель представляет собой монолитную железобетонную емкость цилиндрической формы с коническим дном, опирающуюся на центральную опору и ко-

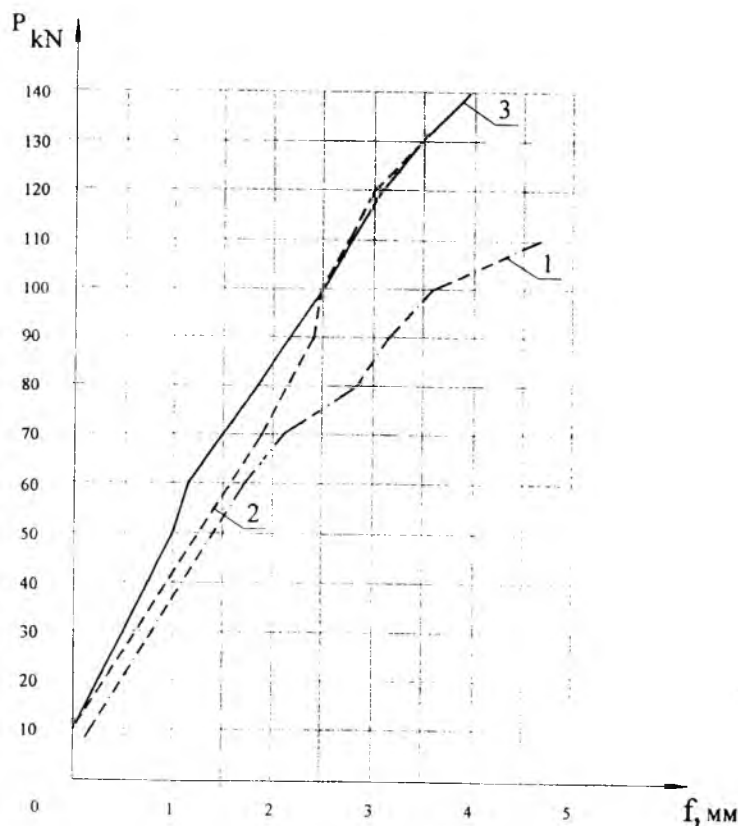


Рис. 1. Зависимость “нагрузка-прогиб” для балок №1 и 2 (P- нагрузка, f-прогиб)  
1 — балка №1 до усиления; 2 — балка №1 после усиления; 3 — балка №2

лонны, расположенные по периметру периферийной опорной балки (рис. 2). При ее обследовании были выявлены многочисленные кольцевые и радиальные трещины, а также отслоение бетона на внутренней поверхности чаши на глубину до 8 см, бухтящие зоны, следы коррозии арматуры. Протечки технологического раствора свидетельствовали о наличии сквозных трещин.

На основании результатов обследования было выполнено компь-

ютерное моделирование фактической несущей способности и деформативности конструктивных элементов с учетом фактических физико-механических характеристик бетона и арматуры, геометрического расположения имеющихся трещин и данных о неравномерных деформациях сгустителя. Результаты компьютерного моделирования позволили установить, что зоны максимальных растягивающих напряжений в бетоне имеют ширину порядка 1,5 – 3,0

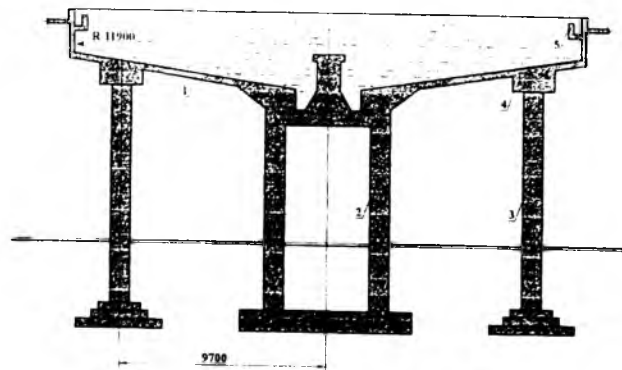


Рис. 2. Конструкция сгустителя  
1 — чаша; 2 — центральная опора; 3 — колонна; 4 — кольцевая балка; 5 — переливной лоток

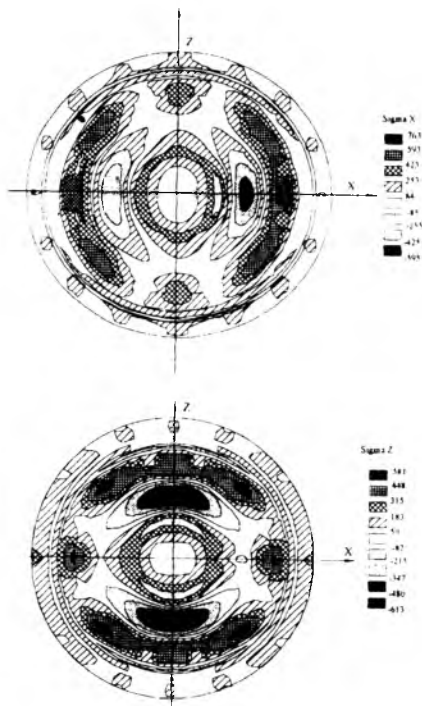


Рис.3. Результаты компьютерного моделирования напряженного состояния чаши сгустителя методом конечных элементов

а — поля напряжений  $\sigma_x$ ; б — поля напряжений  $\sigma_z$

и расположены как над центральной опорой, так и над кольцевой опорной балкой (рис. 3). Абсолютное значение растягивающих напряжений равно 7,6 МПа, что превышает предел прочности бетона на растяжение, согласно СНиП (1,07 МПа), в 7 раз. Учитывая перемещение подвижной фермы внутри чаши, размеры зон критических напряжений распространяются по всему ее периметру. Зона опасных концентраций растягивающих напряжений на нижней поверхности чаши расположена в средней пролетной части между кольцевой опорной балкой и центральной опорой.

Для восстановления несущей способности чаши сгустителя высокопрочным углепластиком предусматривали его наклейку в двух зонах по внутренней поверхности чаши - по периметру кольцевой опорной балки (в шесть слоев) и в зоне вокруг центральной опоры (в два слоя). Расчет подтвердил, что в результате усиления величины растягивающих напряжений в бетоне не превышают 0,5 МПа.

Работы по усилению чаши были



Рис. 4. Усиление чаши сгустителя (наклейка лент из углеродной ткани в зоне кольцевой балки)

выполнены в 2000 г. силами "ИнтерАква" и "Уралгидроизоляция". На рис. 4 виден процесс наклейки углеродных лент. По окончании работ проведено высокоточное нивелирование поверхности чаши (по 10 точкам) и опорных колонн с целью определения деформаций конструкций при частичном и полном заполнении чаши, а также после ее опорожнения. Установлено, что деформации были вдвое ниже расчетных. Двухлетняя эксплуатация сгустителя после ремонта не выявила каких-либо дефектов.

В отличие от вышеописанного примера, где восстановление несущей способности конструкции проводилось на базе расчетов ее напряженного состояния, во многих случаях армирование восстанавливаемых железобетонных элементов углепластиком предусматривает, по существу, компенсацию пораженной стальной арматуры. Характерным примером таких работ является ремонт бортовой преднапряженной железобетонной балки причала №9 Новороссийского морского порта (выполнен совместно с ООО "Порткомплектимпекс"). Балка была повреждена ударом швартуемого корабля, сбита с опор и затонула. Обследование, проведенное после ее подъема, выявило наличие трещин по фасадной части и выколов бетона глубиной до 30 см и протяженностью до 3 м на нижней поверхности. Поверхностный

слой бетона был разрушен и отслаивался на глубину до 8 см. Обнаженная рядовая арматура и поперечные хомуты в ряде мест были полностью прокорродированы. Средняя потеря сечения конструктивной арматуры, по экспертной оценке, составила 40%. Выявлены обрывы отдельных проволок в пучках напряженной арматуры.

Перед усилением был проведен ремонт балки с восстановлением ее сечения, предусматривающий удаление участков деструктивного бетона, очистку арматуры от пластовой ржавчины, обработку бетонной поверхности мигрирующим ингибитором коррозии арматуры, нанесение на оголенную арматуру грунтопреобразователя ржавчины, заделку выколов и каверн, а также выравнивание поверхности высокопрочными безусадочными составами с высокой адгезией к подложке. Расчет усиления балки для компенсации потерь арматуры показал необходимость наклейки на поверхность конструкции четырех слоев углеродной ткани полосами шириной 150 мм. Полосы наклеивали в продольном и поперечном направлениях с промежутками между полосами 150 мм (рис. 5). Наличие этих промежутков обеспечивало беспрепятственный воздухо- и влагообмен с внешней средой и таким образом предотвращало возникновение порового давления на границе бетонная поверхность – углепластик.

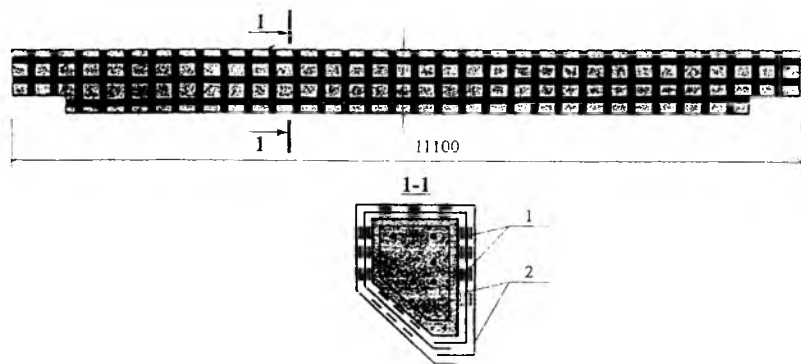


Рис.5. Схема усиления бортовой балки

1 — продольные накладки; 2 — поперечные накладки

Аналогичный подход был принят для инженерных решений по усилению конструкций на ряде объектов Пермского региона - плит покрытия на заводе "Пемос", корпуса Госзнака, главного корпуса обогатительной фабрики, плит перекрытия здания бассейна в оздоровительном комплексе, предварительно напряженных железобетонных ферм кровли цеха перегрузки соли, массивных фундаментов крупных вентиляторов ОАО "Сильвинит", подстропильных балок цеха фанерного комбината. Работы выполнены ООО "Уралгидроизоляция" по проектам "ИнтерАква".

Заслуживает отдельного упоминания работа по усилению пролетных конструкций автомобильного моста через реку Кехта под Архангельском, проведенная без остановки автомобильного движения через него. В этом случае совместно с Архангельским мостовым эксплуатационным управлением был выполнен комплекс работ по ремонту и усилению балок пролетных строений, в том числе восстановление защитного слоя, обработка оголенной арматуры и бетона ингибиторами коррозии, усиление балок путем наклейки нескольких слоев углеродной ткани по низу ребра и хомутов в опорной части балок (рис. 6).

Широкие возможности использования углеродной ткани для восстановления конструкций можно иллюстрировать примером усиления стальной трубы диаметром 1,2 м напорного водовода горячего водоснабжения целлюлозно-бумажного комбината в г. Сыктывкар. В результате многолетней эксплуатации трубопровод прокорродировал — тол-

щина стенки уменьшилась в отдельных зонах на 20-25%. Дальнейшая эксплуатация трубопровода была связана с риском возникновения свищей и местной потерей устойчивости. Традиционные методы ремонта предусматривали остановку водоснабжения и замену участка трубы, для чего требовался демонтаж большого количества строительных конструкций. Усиление было осуществлено без остановки водоснабжения путем наклейки на поврежденном участке длиной 2 м трех слоев углеродной ленты.

Достаточно неожиданные области эффективного применения композитов возникли для жилых зданий — как эксплуатируемых, так и вновь возводимых. Так, в одном из строящихся в Москве домов из-за раннего съема опалубки перекрытий (до набора бетоном необходимой проч-

ности) последние "просели" с образованием недопустимых трещин. Решение по наклейке углеродной ткани на растянутую зону перекрытий оказалось существенно экономичнее, чем альтернативная вырубка бракованных плитных конструкций.

Другим примером явилось усиление проема размером 3,4 x 3,8 м, вырезанного в готовом перекрытии двухуровневой квартиры для устройства лестницы между помещениями обоих этажей. Компьютерное моделирование выявило изменение схемы работы этого перекрытия. По результатам моделирования в зонах опасной концентрации растягивающих напряжений на нижней и верхней поверхностях плиты были наклеены полосы углеродной ткани (рис. 7). Альтернативным решением было подведение под перекрытие металлических двутавровых балок, что создавало бы для строителей большие трудности по их доставке и установке в готовом помещении и одновременно уменьшало строительный объем нижнего помещения из-за устройства в этом случае подвесного потолка на 35 см ниже поверхности перекрытия.

Интересно решение по усилению междуэтажного перекрытия, пострадавшего в результате пожара жилого дома. Здесь плиты перекрытий имели "отстрел" защитного слоя, арматура плит имела остаточные деформации от перегрева, а сами плиты имели увеличенный прогиб за счет остаточных температур-



Рис.6. Пролетное строение моста через р.Кехта после ремонта и усиления (видны полосы из углепластика)

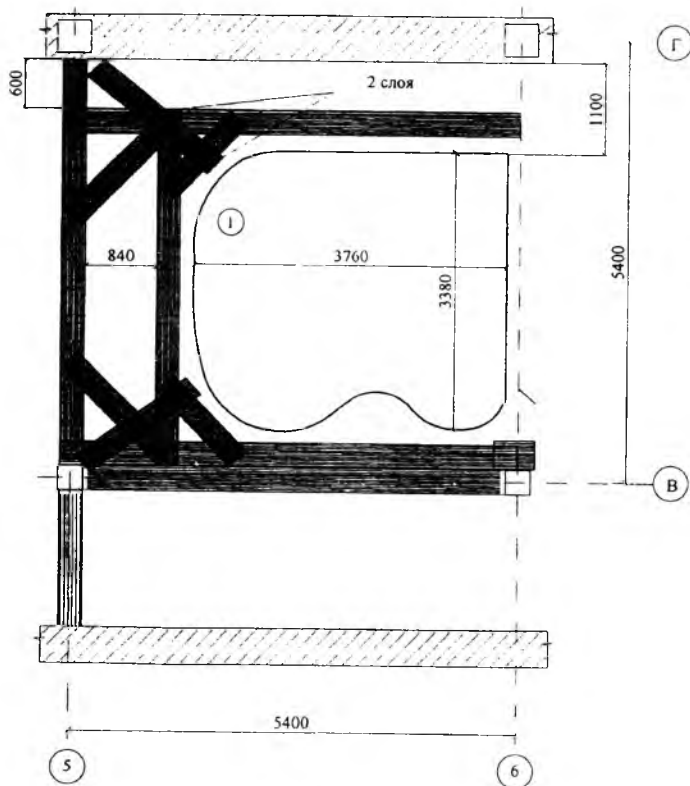


Рис.7. Усиление нижней зоны плиты перекрытия углепластиковыми накладками

1 – проем в плите перекрытия

ных деформаций и уменьшения высоты сечения. Традиционное предложение проектной организации предусматривало удаление перекрытия над квартирой, где произошел пожар. Это требовало не только весьма сложных работ по вырубке старого и последующему бетонированию нового перекрытия, но и отселения жильцов с вышерасположенного этажа. Ремонт с восстановлением защитного слоя бетона и наклейка композиционных материалов на нижнюю поверхность пострадавшего перекрытия позволили

полностью компенсировать потерю поврежденной арматуры, повысить жесткость, трещиностойкость перекрытия и обеспечить надежную дальнейшую эксплуатацию здания.

Опыт освоения технологии восстановления и усиления строительных конструкций с применением углепластиков свидетельствует о большой перспективности этого направления. Возможности этой технологии будут расширяться по мере освоения выпуска отечественными предприятиями более широкой номенклатуры углеродных тканей. Они

должны в большей степени отвечать особенностям строительного производства. Необходимо выпускать больше лент разной толщины и ширины полос, с защитными пленками, растворяющимися при нанесении адгезива, двунаправленных и особенно с расположением волокон под углом друг к другу 60 -70°.

В связи с этим проблема подготовки нормативной базы для расчета и проектирования усиления как для железобетонных, так и другого типа конструкций (стальных, деревянных, каменных), приобретает особую актуальность.

Подлежит решению чрезвычайно важный и сложный вопрос обеспечения финансирования научно-исследовательских работ, которые должны явиться базой для создания и совершенствования как проектных, так и технологических нормативов. Необходимо проведение не только модельных, но и натурных исследований по выявлению влияния усиления композитами на трещиностойкость и жесткость конструкций, перераспределению усилий на разных стадиях их деформирования, изучению усиления по наклонным сечениям, по долговечности конструкций, их защите от вандализма и пр. Необходимо создание тканей одно- и двунаправленных большей толщины и подбор адгезивов для работы в различных климатических зонах страны.

Судя по нарастающим объемам публикаций, подобные исследования широко развернуты за рубежом. Представляется, что для российских условий необходима комплексная целевая программа работ, централизованно финансируемая Госстроем России совместно с заинтересованными министерствами и ведомствами.

### *Уважаемые читатели!*

С 1 апреля с.г. начнется подписка на наш журнал на второе полугодие 2003 г.

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

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205, 703-9762.

*И. В. РУССУ, канд. техн. наук, доц. (Кишиневский технический университет Молдовы)*

## Повышение долговечности бетона перерабатывающих предприятий агропромышленного комплекса

Интенсивное коррозионное разрушение бетона конструкций зданий, сооружений и оборудования предприятий по переработке фруктов, овощей и другого сельскохозяйственного сырья вызвано в основном воздействием на него растворов органических кислот, сахара и соли, различных микроорганизмов, присутствующих в пищевых продуктах, меняющегося температурно-влажностного режима. Особенно интенсивно разрушаются железобетонные резервуары, используемые для переработки (сбраживания, купажирования, настаивания) и хранения пищевых продуктов, бункера для приема сырья, приямки для сбора различных стоков, фундаменты, полы, колонны, конструкции очистных сооружений, жомовых ям сахарных заводов и др.

Наиболее интенсивному коррозионному разрушению подвергается бетон под воздействием овощных консервов ( $\text{pH} = 3,7 \dots 4,4$ ), овощных маринадов ( $\text{pH} < 3,7$ ) и фруктовых соков. Последние характеризуются содержанием органических кислот, в пересчете на яблочную, в пределах от 0,2 до 3,7 % по объему и содержанием сахара от 8 до 20 % по массе.

Согласно нормативным документам [1], водные растворы органических кислот концентрацией свыше 0,05 г/л относятся к сильноагрессивным по отношению к бетону, и для противокоррозионной защиты конструкций на его основе рекомендуется применение толстослойных лакокрасочных покрытий.

Применяемые в настоящее время покрытия не обладают достаточными защитными свойствами (не одинаковый с бетоном коэффициент линейного расширения, что приводит к их отслоению; низкая трещиностойкость; значительная проница-

емость и др.). Как показали натурные наблюдения, разрушение этих покрытий наступает через 1 – 3 сезона эксплуатации. В процессе эксплуатации возможно также и механическое повреждение лакокрасочных покрытий, что приводит к непосредственному контакту бетона с агрессивной средой.

Выполнение ремонта поврежденных участков бетона и лакокрасочных покрытий без остановки переработки сырья недопустимо до окончания сезона из-за возможного загрязнения и ухудшения качества пищевых продуктов. Поэтому бетон должен обладать коррозионной стойкостью, достаточной для обеспечения работоспособности конструкций до окончания сезона переработки сырья и начала межсезонного ремонта.

Увеличение долговечности железобетонных конструкций перерабатывающих предприятий агропромышленного комплекса возможно при условии повышения, в первую очередь, коррозионной стойкости самого бетона и изоляции его поверхности специальными покрытиями для обеспечения дополнительной противокоррозионной защиты.

Цель настоящих исследований заключалась в разработке био- и коррозионностойкого бетона, обладающего повышенной био- и химической стойкостью, низкой проницаемостью через него пищевых сред, причем не влияющего на качество контактирующей с ним продукции. Такой бетон должен обеспечить повышение долговечности конструкций зданий, сооружений и оборудования перерабатывающих предприятий агропромышленного комплекса.

Поставленная цель достигнута решением следующих задач:

- обследованием, изучением и

установлением особенностей коррозионного разрушения бетона в условиях перерабатывающих предприятий агропромышленного комплекса;

- обоснованием и выбором ингредиентов состава бетона, которые не влияют отрицательно на качество контактирующей с ними пищевой продукции;

- оптимизацией состава и структуры бетона, что позволяет значительно снизить его проницаемость, повысить его био- и химическую стойкость.

Обследование состояния бетона предприятий по переработке сельскохозяйственного сырья показало, что его коррозия имеет место как при непосредственном контакте с пищевыми продуктами, так и при его отсутствии.

Жидкие пищевые продукты пропитывают бетон, и процесс его коррозии продолжается и при отсутствии контакта. Остатки пищевых продуктов на поверхности бетона и пропитывающие его на некоторой глубине служат питательной средой для развития и жизнедеятельности различных микроорганизмов, которые выделяют продукты метаболизма, в основном органические кислоты. Последние и вызывают коррозию бетона. Полное удаление пищевых продуктов с поверхности бетона и из его пропитанного поверхностного слоя невозможно. Поэтому при наличии благоприятных условий (высокой влажности и температуры 20...40°C) микробиологические процессы бурно развиваются и вызывают интенсивную коррозию бетона.

С целью обеспечения первичной защиты бетона конструкций этих предприятий предложена комплексная добавка, вводимая в бетонную смесь с водой затворения. Ингре-



диенты добавки допущены (каждый в отдельности) санитарными органами для контакта с пищевыми продуктами. Эти ингредиенты не вступают в химические реакции с составляющими бетонной смеси и между собой, а следовательно не образуют новые химические соединения, которые могли бы ухудшить качество пищевых продуктов.

Для анализа влияния ингредиентов этого комплекса и мультикритериальной оптимизации соотношений между ними был реализован обширный эксперимент, охватывающий как изучение свойств бетонной смеси и бетона в ранние сроки твердения, так и в течение длительного срока эксплуатации.

Эксперимент был выполнен по 18-точечному D-оптимальному плану при нормализации факторов по нелинейным шкалам [2]. Варьировалось содержание (в массовых долях к 100 м.д. цемента, причем нижний уровень – “нет добавки”) четырех индивидуальных добавок: кольматирующей ( $X_1 \leq 3,0$  – Colmatagic Ad), гидрофобизирующей ( $X_2 \leq 0,03$  – Hydrophobic Ad), пластифицирующей ( $X_3 \leq 1,2$  Plasticizer Ad) и биоцидной ( $X_4 \leq 1,0$  Biocidic Ad).

Получены квадратичные модели, в которых оставлены только значимые коэффициенты. Так, для прочности при сжатии ( $R_{сж}$ , МПа) через 28 сут нормального твердения получена модель

$$R_{сж, 28} = 21,6 - 1,6x_3 + 1,0x_4 - 4,4x_1^2 - 1,4x_3^2 - 1,8x_4^2 + 1,5x_1x_2 + 0,9x_1x_3 + 0,9x_2x_4 - 1,0x_3x_4$$

На рис. 1 совмещением трех диаграмм моделей подвижности смеси ( $H$ , см) и пределов прочности при сжатии  $R_{сж}$  и изгибе  $R_{из}$  показаны (штриховкой) области, в которых не выполняются требования к технологичности бетонной смеси ( $10 \geq H \geq 6$  см) или к марочной прочности композита ( $R_{сж} \geq 15$  МПа).

В областях допустимых решений отображены изолинии третьего свойства –  $R_{из}$ , а также указаны максимальные уровни  $R_{сж, max}$  и  $R_{из, max}$ . Основным ограничением области допустимых решений в поле

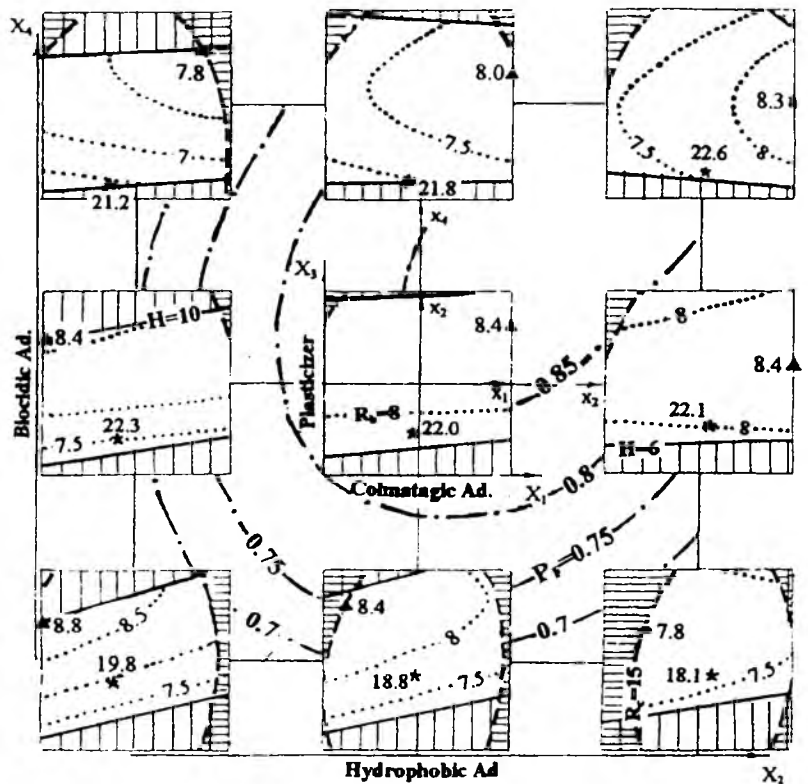


Рис. 1. Зависимость подвижности мелкозернистой бетонной смеси, прочности при изгибе и сжатии бетона от содержания добавок Colmatagic, Hydrophobic, Plasticizer, Biocidic

“Colmatagic – Plasticizer” является требованием к технологичности смеси – добавка Plasticizer не должна, как правило, превышать среднего уровня (0,9%).

Относительный размер области допустимых решений  $P_F$  [2,3], изолинии которой отображены на несущем квадрате, имеет тенденцию к расширению по мере одновременного увеличения концентрации добавок Hydrophobic и Biocidic. В этой области оба предела прочности возрастают при введении Plasticizer. При этом  $R_{сж}$  максимальна в области средней концентрации Colmatagic. Она может несколько возрасти при средней концентрации Biocidic. В этом же направлении возрастает  $R_{из, max}$ , однако она формируется при двух граничных концентрациях Colmatagic – если Biocidic ниже среднего уровня, то нужна повышенная концентрация Colmatagic; если же Biocidic выше среднего – то целесообразна пониженная концентрация Colmatagic.

Для  $R_{сж}$  после 180 сут экспозиции бетона в 2 %-ном растворе ук-

сусной кислоты  $CH_3COOH$  получена модель

$$R_{сж, 180} = 37,1 + 1,0x_1 - 1,4x_2 - 1,2x_4 - 3,5x_1^2 - 2,4x_2^2 - 4,1x_3^2 - 2,2x_4^2 + 1,9x_1x_2 + 1,4x_1x_3 + 3,0x_3x_4$$

Поскольку все квадратичные эффекты  $b_{ij} < 0$ , то комплексная добавка имеет оптимальное соотношение между ингредиентами внутри диапазонов варьирования. Это является доказательством полезности введения именно четырехкомпонентной добавки. Действительно, максимальное значение  $R_{сж, 180} = 37,5$  МПа достигается при Colmatagic Ad  $X_1 = 1,56$  ( $x_1 = 0,04$ ), Hydrophobic Ad  $X_2 = 0,011$  ( $x_2 = -0,28$ ), Plasticizer Ad  $X_3 = 0,52$  ( $x_3 = -0,13$ ) и Biocidic Ad  $X_4 = 0,31$  ( $x_4 = -0,37$ ).

На рис. 2 показаны (штриховкой) области, в которых не выполняются требования к прочности

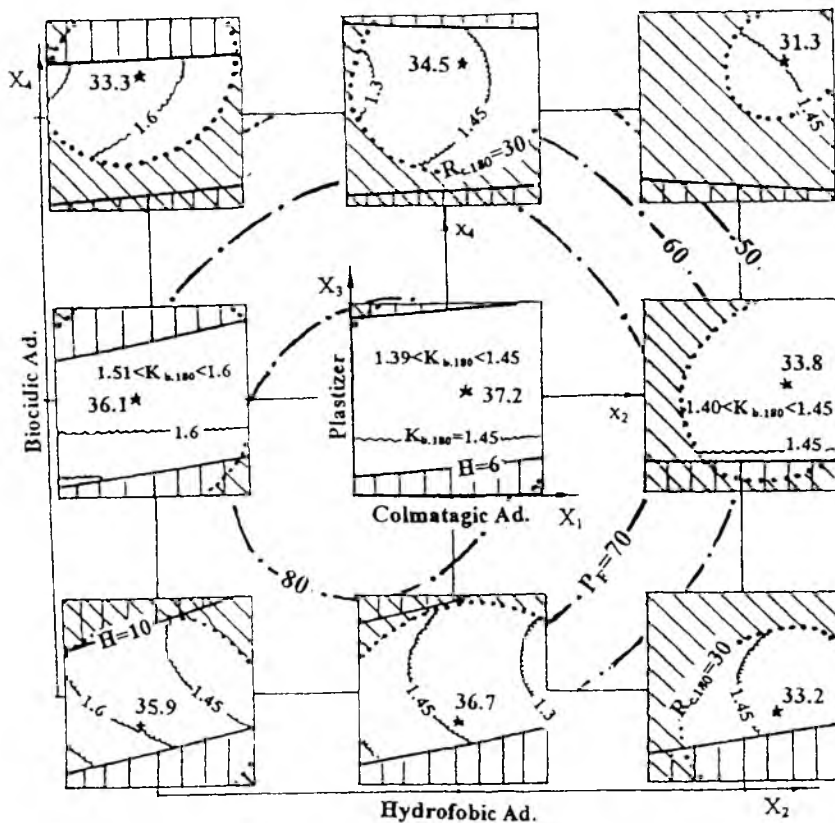


Рис. 2. Свойства мелкозернистого бетона после 180 сут хранения образцов в 2%-ном растворе уксусной кислоты

бетона при сжатии ( $R_{сж, 180} \geq 30$  МПа), находившегося полгода в 2%-ном растворе  $CH_3COOH$ . В областях допустимых решений отображены изолинии коэффициента коррозионной стойкости  $K_{к180}$  (оцененного по изменению прочности при изгибе), а также указаны максимальные уровни  $R_{сж, 180}$ .

Относительный размер области допустимых решений  $P_F$ , изолинии которой отображены на несущем квадрате, имеет тенденцию к сокращению по мере удаления от среднего уровня содержания добавок

Biocidic и Hydrophobic (особенно в область повышенных дозировок).

Для найденного оптимального состава бетона были определены следующие основные показатели: наличие колоний микроорганизмов на поверхности бетонных образцов при их экспозиции в сухих винах, фруктовых и овощных соках — единичные;

водонепроницаемость — 8;  
морозостойкость >50 циклов.

Органолептические испытания и санитарно-гигиенические исследования показали возможность (и по-

лучено разрешение санитарных органов) непосредственного контакта жидких и сыпучих пищевых продуктов и кормов с бетоном исследуемого состава.

Оценка коррозионной стойкости образцов с органоминеральной добавкой при их экспозиции в растворы органических кислот (2%-ный раствор лимонной кислоты; 2%-ный раствор уксусной кислоты, содержащей 2% поваренной соли; 1%-ный раствор винной кислоты), имитирующих, соответственно, соки, соленья и продукты квашения, сухие вина, заключалась в определении коэффициентов коррозионной стойкости ( $K_{кC}$ ).

Эти коэффициенты после экспозиции бетона в модельные растворы в течение двух лет практически не изменились по сравнению с первоначальными.

Бетон разработанного состава был использован при ремонте конструкций зданий, сооружений и резервуаров предприятий пищевой, фармацевтической, легкой и химической промышленности, а целесообразность его применения подтвердилась результатами производственной эксплуатации.

## Библиографический список

1. СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии. М., 1986.
2. Методические рекомендации по применению экспериментально-статистических моделей для анализа и оптимизации состава, технологии и свойств композиционных материалов на основе щелочных вяжущих систем /под ред. В. А. Вознесенского и П. В. Кривенко — Киев, 1996 — 106 с.
3. ЭВМ и оптимизация композиционных материалов /В. А. Вознесенский, Т. В. Ляшенко, Я. Иванов, И. Николов — К., Будивальник 1989. — 240 с.

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

Подписано в печать 24.01.03. Формат 60x88<sup>1/8</sup>. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

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

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

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

## Новая книга по расчету оболочек

Вышла из печати книга **“Инженерные методы в нелинейной теории предельного равновесия оболочек”**. Автор монографии почетный член РААСН, лауреат Государственной премии СССР, доктор технических наук профессор **ШУГАЕВ Владимир Васильевич**, заведующий лабораторией тонкостенных и пространственных конструкций ГУП НИИЖБ.

В книге изложены инженерные методы расчета несущей способности тонкостенных железобетонных оболочек по деформированной схеме на основе кинематического метода предельного равновесия в нелинейной постановке. Приводится методика исследования оболочек на моделях с целью получения экспериментально обоснованных схем разрушения, используемых в расчетах.

Расчет оболочек методом предельного равновесия в нелинейной постановке позволяет совместить решение задачи прочности и устойчивости в едином расчетном цикле и получить необходимые для проектирования значения несущей способности железобетонных оболочек и критического прогиба, соответствующие принятой схеме деформирования.

Весьма важным является то, что большинство представленных в книге инженерных методов расчета прошло экспериментальную проверку в лабораторных условиях на моделях, а также на натуральных образцах железобетонных оболочек.

Для читателей книги представляет несомненный интерес приведенные сравнения результатов экспериментов и расчетов, в том числе с использованием статистической оценки несущей способности железобетонных оболочек.

Книга окажется полезной для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций, работающих в области проектирования и исследования пространственных конструкций.

**По вопросам приобретения книги обращаться в НИИЖБ по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6.**

**Телефон 174-74-80. Факс (095) 174-74-79.**

---

## Бетон и железобетон в XXI веке

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

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

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

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

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

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

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

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



**СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ПОС-МГ4**

**“ОТРЫВ”**

**“СКОЛ”**



Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

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

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



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

Диапазон 3...70Мпа.  
Усилие вырыва до 29,4кН (3000кгс).  
Предел основн. относ. погреш. не более 2%.  
Масса не более 7,9кг

**СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ИПС-МГ4**

**ИПС - МГ4**

**ИПС - МГ4 ПЛЮС**



Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Возможность занесения 16 индивидуальных градуировочных зависимостей, связь с компьютером.

Диапазон 3...100Мпа.



Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Расширенный режим с возможностью учесть вид заполнителя, возраст и условия твердения бетона. Более 100 зависимостей.

Диапазон 3-100 Мпа

**ИПА - МГ4**

**ПСО-МГ4** С электронным силоизмерителем



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

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



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

Диапазон 0,1...20Мпа  
Усилие отрыва до 4,9кН (500кгс)  
Предел основн. относ. погреш не более 2%

**СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ Влагомер-МГ4**



**МГ4Д** Измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588

Диапазон 4...60%. Семь пород древесины.

**МГ4Б** Измеритель влажности бетона, кирпича по ГОСТ 21718.

Диапазон 1...45%. Более 20 зависимостей.

**МГ4У** Универсальный измеритель влажности строительных материалов по ГОСТ 21718.

Диапазон 1...15%. Более 27 зависимостей.

**МГ4В** Измеритель температуры и влажности воздуха с возможностью регистрации данных и вывода на компьютер. Диапазон влажности от 0 до 100%



**ДО - МГ4**

**ЭИН - МГ4**



Электронный измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362

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

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

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



**ИТП - МГ4**

**Вибротест-МГ4**



Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ7076 и теплового зонда

Диапазон 0,03-0,8 Вт/(мС)

Измеритель амплитуды и частоты колебаний вибрплощадок.

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



Гарантия 18 месяцев

Сервисное и метрологическое обеспечение на весь период эксплуатации

454084, Челябинск, а/я 8538 Телефон/факс (3512) 90-1613, 90-1685. E-mail: [stroypribor@chel.surnet.ru](mailto:stroypribor@chel.surnet.ru)

Москва: представительств в НИИЖБ: телефон (095) 474-7801 и 174-7205