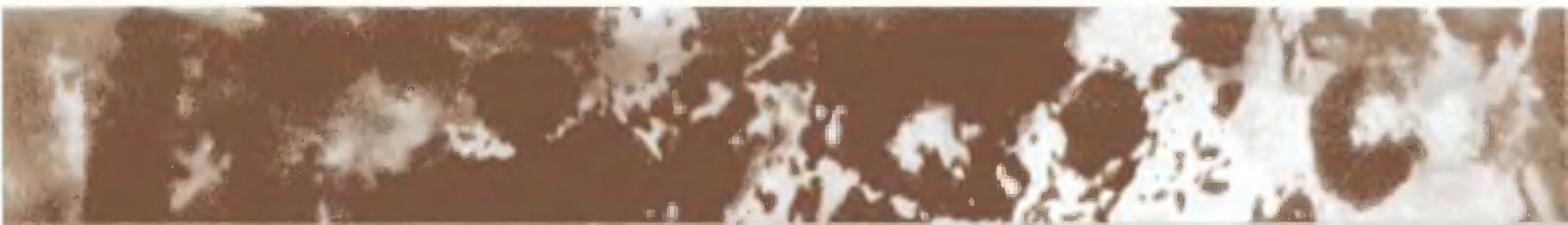
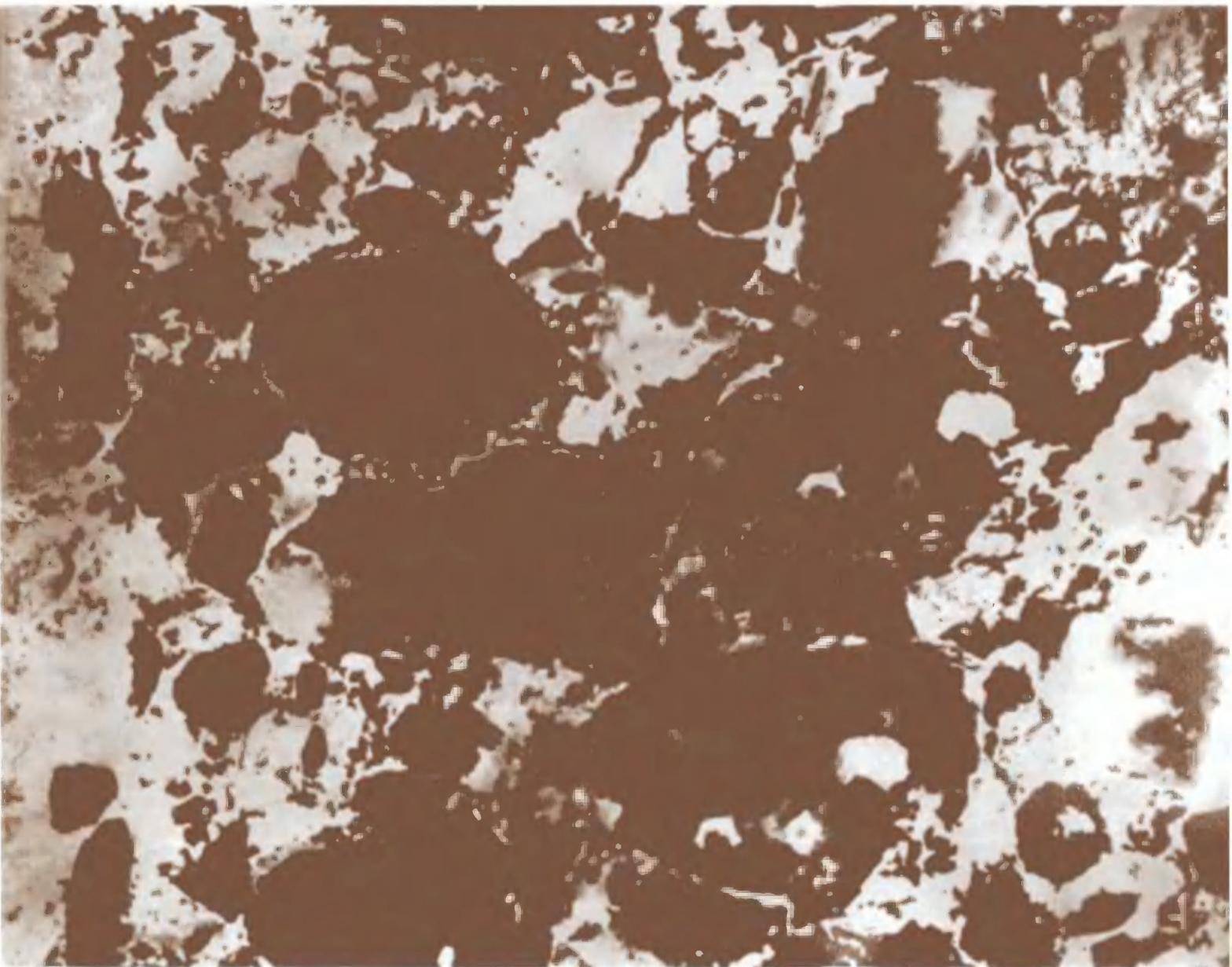


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

2
2012



Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

БЕЗГОДОВ И.М. О соотношениях прочностных и деформативных характеристик бетона при сжатии, растяжении и растяжении при изгибе 2

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ГУРОВ Е.П. Анализ и предложения по конструктивной надежности и безопасности сборно-монолитных перекрытий в каркасе серии Б1.020.1-7 (в системе "АРКОС") 6

МОРДОВСКИЙ С.С. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов с применением диаграмм деформирования 11

СТАРИШКО И.Н. Пути повышения надежности результатов расчета внецентренно сжатых элементов 15

СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

РЫБНОВ Е.И., САНЖАРОВСКИЙ Р.С., ЗВЕЗДОВ А.И. О национальных стандартах по железобетону и путях их совершенствования 19

МУХАМЕДИЕВ Т.А., КУЗЕВАНОВ Д.В. К вопросу расчета внецентренно сжатых железобетонных элементов по СНиП 52-01 21

ТЕОРИЯ

АЗЖЕУРОВ О.В. Методика расчета рамно-стержневых железобетонных систем на живучесть при внезапных запроектных воздействиях 24

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н. О некоторых аспектах поздней вибрации бетона 26

И.М. БЕЗГОДОВ (Московский государственный строительный ун-т)

О СООТНОШЕНИЯХ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ, РАСТЯЖЕНИИ И РАСТЯЖЕНИИ ПРИ ИЗГИБЕ

Контроль качества бетона на заводах ЖБИ проводится в основном путем испытания на сжатие бетонных кубов. В то же время для тонкостенных плоских элементов внутренних стен в процессе изготовления куда более важным является контроль прочности на осевое растяжение или растяжение при изгибе, поскольку в процессе изготовления (формования и распалубки) дефекты возникают именно от растягивающих и изгибающих напряжений. Наличие негидроизолированных деревянных вставок, дверных проемов, трубопроводов создают концентрацию напряжений при распалубке и подъеме панели из формы. Усилия подъема панели при отделении от формы необходимо контролировать, чтобы не допустить при этом динамического отрыва ее от формы, при котором возникают большие изгибающие напряжения в результате запаздывания момента отрыва. Причинами образования трещин в изделии может быть искривление арматурного каркаса, который после пригрузки его бетонной смесью и дальнейшем вибрировании стремится принять первоначальное состояние, образуя в незатвердевшем бетоне ослабленную зону, которая в дальнейшем приводит к трещине.

Для бетона хорошо подобранного состава соотношение между R_b/R_t (призменной прочностью на сжатие и осевое растяжение) должно составлять 10-12 для бетона средней прочности с $R = 20-40$ МПа, или соотношение $R_b/R_{fj} = 6-7$ между призменной прочностью и прочностью при изгибе. При проверке этого соотношения на одном из заводов ЖБИ было получено соотношение $R_b/R_t = 18-20$, а это значит, что при призменной прочности 30 МПа прочность на осевое растяжение составляла 1,67-1,50 МПа вместо 3,0-2,5 МПа.

Таким образом, прочность на растяжение снижается на 80-100 %. При этом предельная деформативность при равном модуле упругости уменьшается на те же 80-100 %, что существенно понижает трещиностойкость бетона.

Корректные испытания бетона на осевое растяжение связаны с определенными трудностями [1], которые в основном сводятся к осуществлению устройств захвата и центрирования по физической оси образца. В ГОСТ 10180-90 [2] приводятся несколько вариантов захвата образца при испытании на осевое растяжение, но они не имеют возможности изменять деформации по граням образца, что затрудняет возможность найти физическую ось и получить равномерное поле напряжений во всем сечении. Для этих

целей может быть использована методика подготовки и испытания на осевое растяжение, предложенная в [3].

Сложность испытания на осевое растяжение привела к использованию косвенных методов – на растяжение при изгибе и при раскалывании с возможностью перехода от прочности при одном виде испытаний к другому через переходные коэффициенты. В [4] автор связывает кубиковую прочность с прочностью на осевое растяжение, растяжение при изгибе и растяжение при раскалывании. В то же время, как показано в статье [5], основной характеристикой расчета конструкций на сжатие является призменная прочность R_b . Корреляционная связь между кубиковой и призменной прочностью для бетона различных марок достаточно изменчива, и это связано в основном из-за различных факторов, которые влияют на прочность кубов. Как показано в [5], коэффициент призменной прочности не является устойчивой характеристикой.

В целях оценки соотношений между призменной прочностью R_b , осевым растяжением R_t и растяжением при изгибе R_{fj} , а также соотношения предельных деформаций была изготовлена серия образцов-призм размером $10 \times 10 \times 40$ см в количестве 18 штук (по 6 образцов на каждый вид нагружения). Методика подготовки образцов и испытательное оборудование на осевое растяжение и растяжение при изгибе описаны в [3].

Образцы-призмы были изготовлены из бетона состава 1:3,32:4,48 на портландцементе М 450 в количестве 248 кг/м^3 при В/Ц = 0,70. В качестве заполнителя использовали фракционированный щебень фракций 5-10 и 10-20 мм из гранитных пород и кварцевый песок. Осадка конуса составляла 1 см. Смесь перемешивали в гравитационной бетономешалке с последующим уплотнением на виброплощадке. Перед испытаниями образцы обмеряли, взвешивали и прозвучивали. Среднее значение плотности бетона составило $2,33 \text{ г/см}^3$, а скорость ультразвука 4285 м/с . Испытания образцов проводили в возрасте одного года. В процессе экспериментов деформации измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм и тензорезисторами с базой 50 мм. Нагружение проводилось ступенями с 5-минутной выдержкой.

Средние значения физико-механических характеристик бетона по результатам испытаний представлены в табл. 1.

Таблица 1

R_b , МПа	R_t , МПа	R_{tf} , МПа	$E_b \times 10^3$, МПа	$E_t \times 10^3$, МПа	$E_{tf} \times 10^3$, МПа	ν
26,46	2,65	4,50	29,8	30,7	29,5	0,22

По результатам обработки диаграмм σ – ε и графиков изменения ΔE , $\Delta \nu$ и ΔQ при сжатии были определены относительные величины нижней η_{crc} и верхней $\eta_{crс}$ границ трещинообразования, которые составили соответственно 0,46 и 0,84. Из результатов табл. 1 видно, что соотношение $R_b/R_t = 9,98$; $R_b/R_{tf} = 5,88$; $R_{tf}/R_t = 1,70$.

Для построения зависимости между призменной прочностью и прочностью на осевое растяжение $R_t = f(R_b)$, а также между призменной прочностью и прочностью на растяжение при изгибе $R_{tf} = f(R_b)$ для бетона различных марок можно воспользоваться уравнениями Фере, корректность которых была доказана в [4], заменяя в этих уравнениях кубиковую прочность R на призменную R_b с заменой коэффициентов перед корнем.

По результатам эксперимента (см. табл.1) зависимость между осевым растяжением и призменной прочностью можно представить в виде

$$R_t = 0,3\sqrt[3]{R_b^2}, \quad (1)$$

а зависимость между прочностью на растяжение при изгибе и призменной прочностью в виде

$$R_{tf} = 0,51\sqrt[3]{R_b^2}. \quad (2)$$

Распространяя данные зависимости на бетоны различных марок, можно получить зависимости, представленные на рис.1.

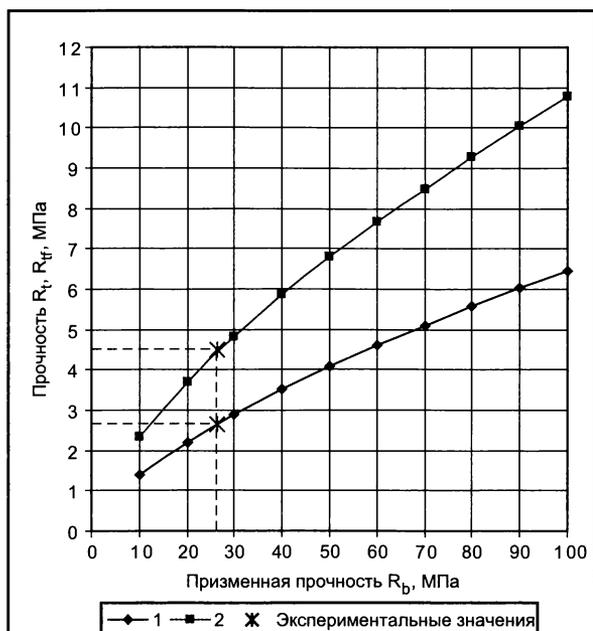


Рис.1. Зависимость между прочностью на осевое растяжение (1) и растяжение при изгибе (2) от призменной прочности

Как видно из рис. 1, с ростом призменной прочности наблюдается тенденция снижения прочности на осевое растяжение и растяжение при изгибе. При этом соотношение между растяжением при изгибе и осевым растяжением остается постоянным и равным 1,7. Подобную закономерность отмечает и автор [6].

В монографиях [6, 7] было предложено использовать соотношение R_b/R_t как показатель дефектности структуры. Если соотношения R_b/R_t обозначить как n_t , а соотношение R_b/R_{tf} как n_{tf} , то получим показатели дефектности структуры бетона по осевому растяжению и по растяжению при изгибе.

На рис. 2 представлены зависимости изменения показателей дефектности структуры по осевому растяжению (1) $n_t = R_b/R_t$ и на растяжение при изгибе (2) $n_{tf} = R_b/R_{tf}$ в зависимости от величины призменной прочности бетона по уравнениям (1) и (2).

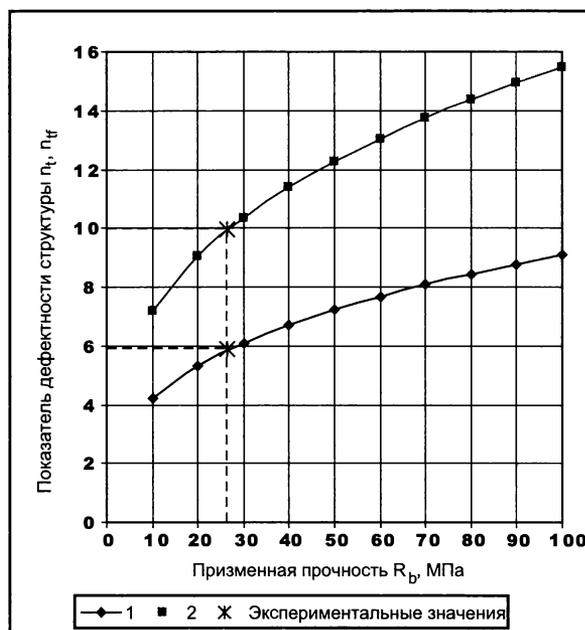


Рис. 2. Зависимость изменения показателей дефектности структуры n_t (1) и n_{tf} (2) от призменной прочности R_b

Анализируя значения модулей упругости, полученных при различных видах нагружения (см. табл.1), можно заметить довольно хорошее их совпадение. Модуль упругости при сжатии неплохо коррелируется с предложенным в работе [8] уравнением, связывающим его с призменной прочностью. Небольшая корректировка уравнения приводит к лучшему совпадению с результатами эксперимента не только для данного значения призменной прочности, но и для других, ранее полученных, средних значений призменной прочности. Полученное уравнение (3) по оценке модуля упругости для различных значений призменной прочности представлено на рис. 3. На график данной зависимости (см. рис. 3) нанесены средние значения призменной прочности, полученные в наших экспериментах для бетона различных марок.

$$E_b = \frac{54000R_b}{R_b + 23 - 0,08R_b} \quad (3)$$

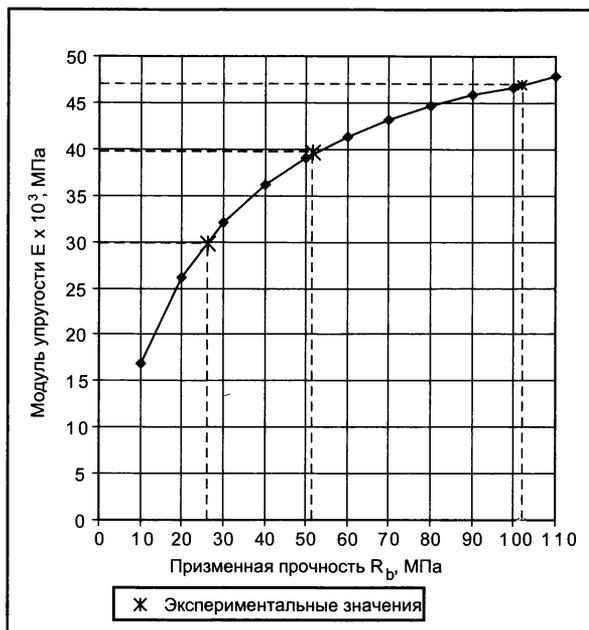


Рис. 3. Изменение модуля упругости от призменной прочности

Как видно из рис. 3, изменение модуля упругости от призменной прочности бетона по уравнению (3) при сопоставлении с опытными значениями, полученными нами ранее для бетона других марок, показывает удовлетворительное совпадение.

Учитывая, что модули упругости E_t и E_{ff} совпадают, а переходной коэффициент от растяжения при изгибе к осевому растяжению постояен, можно, используя результаты испытаний на растяжение при изгибе, получить значение прочности и предельной деформативности при осевом растяжении.

В табл. 2 представлены результаты испытаний предельных деформаций при осевом сжатии, растяжении и растяжении при изгибе, а также поперечные деформации, соответствующие нижней границе трещинообразования.

Таблица 2

$\varepsilon_{bu}^{prod.} \times 10^{-5}$	$\varepsilon_{bu}^{non.} \times 10^{-5}$	$\varepsilon_{tu} \times 10^{-5}$	$\varepsilon_{ffu} \times 10^{-5}$	$\varepsilon_{b.crc}^0 \times 10^{-5}$
229	98	10,7	26,6	10,4

Из табл. 2 видно, что деформации растяжения, полученные при различных видах нагружения, существенно отличаются между собой. Природа их проявления зависит от вида напряженного состояния. Наименьшие предельные деформации растяжения получены при осевом растяжении. Надо отметить, что локальное разрушение в точке зависит от условий, ее окружающих. Если окружающая дефект зона более прочная, то она будет сдерживать процесс разрушения, т.е. блокировать ослабленную зону и тем самым повышать прочность. Но возможности блокировать дефектную зону при осевом растяже-

нии ограничены. Другое дело, когда образец испытывает изгибающие напряжения.

На диаграмме $\sigma_{ff} - \varepsilon_{ff}$ (рис. 4) видно, что, несмотря на значительные растягивающие напряжения в нижней фибровой зоне, раскрытие трещин происходит гораздо позже, чем при осевом растяжении. Вышележащие слои, имеющие более низкие напряжения, блокируют разрушение. Появление трещин в бетоне с крупным заполнителем характеризуется нелинейностью в диаграмме $\sigma_{ff} - \varepsilon_{ff}$ и дальнейшее разрушение сдерживается крупным заполнителем, который необходимо обходить трещине, затрачивая при этом дополнительную энергию разрушения. Линейность деформирования на растяжение при изгибе увеличивается приблизительно на 30%, прочность в 1,7 раза, а предельная растяжимость в 2-3 раза, по сравнению с осевым растяжением. Для мелкозернистого бетона предельная деформативность значительно меньше, поскольку возникающие трещины не встречают на своем пути блокирующие элементы в виде крупного заполнителя.

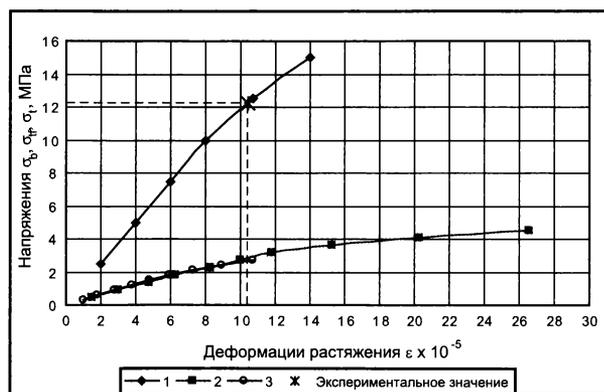


Рис. 4. Диаграммы $\sigma - \varepsilon$ для поперечных деформаций осевого сжатия (1), растяжения при изгибе (2) и осевого растяжения (3)

При сжатии природа растягивающих поперечных деформаций от действия продольных сил совершенно иная, и деформации растяжения здесь могут достигать весьма больших величин. Блокирование трещин в основном происходит за счет сил трения, возникающих между элементами структуры бетона. Говорить о том, каких предельных деформаций и напряжений растяжения можно достичь для каждого вида напряженного состояния, пока затруднительно. Вероятно, этого можно достигнуть при совместном стремлении повышения качества структурной прочности и блокирующих элементов (например стальной, базальтовой или других фибр).

Из вышесказанного можно заключить, что при анализе напряженно-деформированного состояния по результатам полученных напряжений растяжения делать вывод о возникновении трещин и разрушения необходимо из анализа природы этих напряжений. Одна и та же величина напряжений может являться предельной в одних случаях и иметь существенный запас прочности в других.

На рис.4 представлены зависимости изменения деформаций растяжения от различных видов напряженного состояния. Если диаграммы $\sigma - \varepsilon$ для осевого растяжения и растяжения при изгибе накладываются друг на друга, то поперечные деформации растяжения от сжимающих напряжений достигают той же величины при напряжениях, равных соответствующей нижней границе трещинообразования.

Известно, что точно определить нижнюю границу трещинообразования не просто, поскольку она не имеет явных критериев. Можно предложить следующую последовательность определения нижней границы трещинообразования. По результатам испытания образцов на растяжение при изгибе с замером деформаций нижнего фибрового волокна построить диаграмму $\sigma_{ff} - \varepsilon_{ff}$. Далее, разделив R_{ff} на 1,7 получим величину R_f . На диаграмме определим значение ε_{tw} , соответствующее R_f . Из графика изменения поперечных деформаций при осевом сжатии найдем значение ε_b^{non} , соответствующее величине предельной деформации при осевом растяжении ε_{tu} .

Напряжение, соответствующее этой деформации, и будет являться значением нижней границы трещинообразования. Учитывая, что поперечные деформации до нижней границы трещинообразования линейны, можно величину прочности на осевое растяжение разделить на коэффициент поперечной деформации и получить напряжение, соответствующее нижней границе трещинообразования.

Для наших опытов по известным методикам определения R_{crc} было получено среднее значение напряжения, равное 12,2 МПа. Если определить его по предложенной методике, то из рис. 4 мы получим 12,0 МПа.

Можно определить прочность на осевое растяжение и предельную деформативность по диаграмме $\sigma - \varepsilon$ для поперечных деформаций. Для этого необходимо напряжение, соответствующее нижней границе трещинообразования, умножить на коэффициент поперечной деформации. Это напряжение будет равно прочности на осевое растяжение, а попе-

речная деформация, соответствующая ε_b^{non} , будет равна предельной деформативности ε_{tu} . Как видно из рис. 4, полученные результаты экспериментов показывают тесную связь между нижней границей трещинообразования и ее деформацией с прочностью и деформативностью при осевом растяжении.

Из вышеизложенного можно заключить, что чем выше нижняя граница трещинообразования, тем ниже дефектность структуры и качество подбора состава бетона выше.

Таким образом, можно сделать вывод, что для повышения трещиностойкости бетонных и железобетонных конструкций необходимо контролировать прочность на растяжение при изгибе и стремиться снижать показатели дефектности структуры n_t и n_{ff} , а технически сложные испытания на осевое растяжение заменить испытаниями на растяжение при изгибе с измерениями деформаций в нижнем фибровом волокне.

Библиографический список

1. **Лещинский М.Ю.** Испытание бетона. Справочное пособие. - М.: Стройиздат, 1980. - 360с
2. **ГОСТ 10180 - 90** Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
3. **Безгодов И.М., Андрианов А.А.** Некоторые особенности высокопрочных бетонов при длительном нагружении // Бетон и железобетон - пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону. 5-9 сентября 2005 г., г. Москва; в 5 томах. НИИЖБ 2005. - Т. 2. - С. 342-346.
4. **Писанко Г.Н.** Сопrotивление высокопрочных бетонов растяжению // Бетон и железобетон. -1970. - № 3. - С. 27-28.
5. **Гуца Ю.П., Ларичева И.Ю.** Коэффициент призмной прочности обычного тяжелого и мелкозернистого бетонов // Бетон и железобетон - 1984. - № 8. - С. 37-38.
6. **Невилль А.М.** Свойства бетона. - М.: Стройиздат, 1972. - 344 с.
7. **Грушко И.М., Ильин А.Г., Рашевский С.Т.** Прочность бетона на растяжение. Издательство Харьковского университета, Харьков, 1973. - 156 с.
8. **Чистяков Е.А.** О модуле упругости бетона при сжатии. - В сб. Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций. - М.: Стройиздат, 1969. - НИИЖБ. - С. 5-18.

Информация

XIV Международный конгресс по бетону

20-22 июня 2012 г. в г. Вероне (Италия) состоится XIV Международный конгресс по бетону. Его организует Европейская ассоциация по готовым бетонным смесям – ERMCO, но по существу конгресс носит всемирный характер. Участвовать в нем выразили желание национальные ассоциации по готовым бетонным смесям (товарному бетону) США, Индии, Австралии, Турции, стран Латинской Америки, Японии. Главной темой конгресса является "Текущее состояние мирового рынка готовых бетонных смесей и конкурентоспособность бетона по отношению к другим строительным материалам".

Следует отметить, что объем производства товарного бетона в Европе, несмотря на кризисные годы, превышает 300 млн. м³. В этой области работают более 6 тысяч компаний. На производство товарного бетона идет почти 65% цемента, выпускаемого в европейских странах.

Параллельно с конгрессом будет работать обширная выставка, в которой примут участие ведущие мировые компании, производители бетоносмесительного оборудования, автобетоновозов, насосов для подачи смеси, материалов для армирования бетона, химических добавок в бетон и др.

Конгресс пройдет в Международном выставочном центре Вероны, расположенном в пяти минутах ходьбы от исторического центра города Ромео и Джульетты.

Более подробно с условиями участия в конгрессе можно ознакомиться на сайтах как самого конгресса:

www.ermcocongress2012.com, так и ERMCO: www.ermco.eu, а также на сайтах спонсоров конгресса – итальянских ассоциаций – производителей товарного бетона: www.ance.it, www.atecap.it

В России справки по телефону НИИЖБ им А.А.Гвоздева: 499-174-76-77 Волков Ю.С.

Е.П. ГУРОВ, главный конструктор СПбЗНИИПу (ЛенЗНИИЭП, г. Санкт-Петербурга)

АНАЛИЗ И ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО КОНСТРУКТИВНОЙ НАДЕЖНОСТИ И БЕЗОПАСНОСТИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В КАРКАСЕ СЕРИИ Б1.020.1-7 (В СИСТЕМЕ "АРКОС")

В строительстве жилых и общественных зданий известны и применяются технические решения сборно-монолитного каркаса серии Б1.020.1-7, разработанного институтом БелНИИС (г. Минск, 2003 г.) на основе сейсмостойкого каркаса "Сочи" (ЦНИИЭП жилища, при участии НИИЖБ, г. Москва, 1962 г.). Рекламной трансформацией этой серии стали те же решения каркаса, вошедшие в архитектурно-строительную систему "АРКОС".

Конструктивной основой каркаса являются решения сборно-монолитных перекрытий из многопустотных плит в ячейках перекрытий, образованных преимущественно по сетке колонн монолитными несущими и связевыми ригелями. Плиты объединены в единый диск замоноличенными межплитными швами с установкой в приопорных зонах стержневых связей. В пределах ячеек авторами декларируется распорная и пространственная работа перекрытий. Опираемость плит на несущие ригели предусмотрена через замоноличенные на глубину 100...120 мм торцевые участки пустот, образующие бетонные шпонки. Для пропуска через колонны опорной арматуры несущих и связевых ригелей в неразрезных (на 2...3 этажа) сборных колоннах предусмотрены поэтажно открытые незабетонированные участки (рис. 1).

На рис. 1 показаны плиты стенового изготовления, имеющие в торцах плит арматурные выпуски (поз.10). В плитах, изготовленных с использованием технологии безопалубочного формования (по "резательной" технологии), выпуски арматуры отсутствуют.

По утверждению авторов, "система "АРКОС" – "единственная в отечественной и зарубежной практике конструктивная система нового поколения", позволяющая выполнять перекрытия из многопустотных плит плоскими, без несущих конструкций, выступающих в объем помещений. Конкурентным преимуществом каркаса является "высокая скорость монтажа и минимальные затраты, при этом ... здания имеют современные потребительские качества, включающие высший уровень комфорта, свободные и трансформируемые планировочные решения". Технические решения каркаса защищены патентами.

При прохождении экспертизы проектов с использованием данного каркаса главный аргумент авторов – "полномасштабные многократные испытания" натуральных фрагментов перекрытий, результаты которых подтверждают полное соответствие технических решений серии требованиям нормативных документов РФ" ... и "их надежность доказана в результате

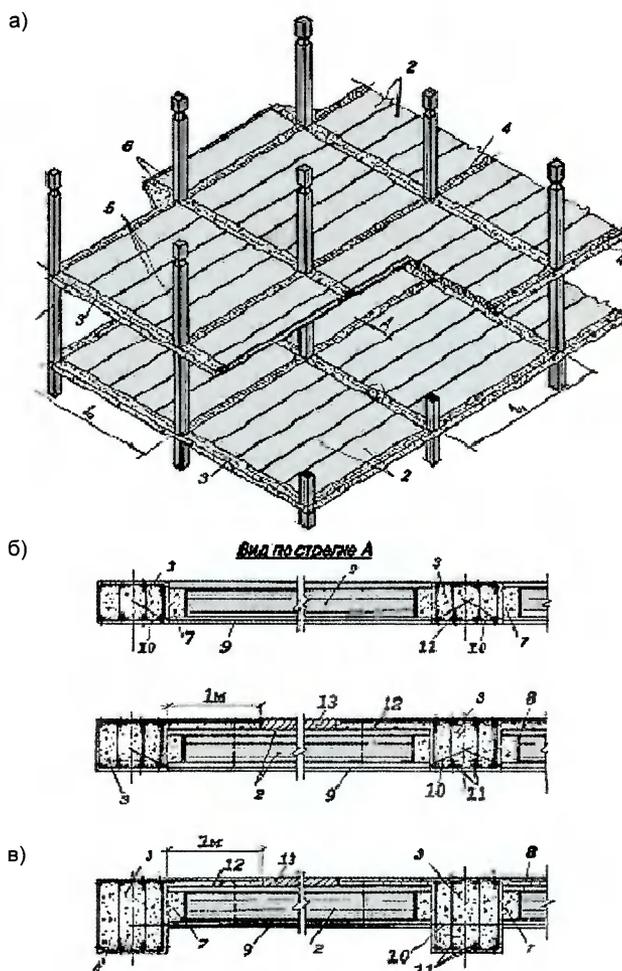


Рис. 1. Конструкция каркаса и варианты поперечных сечений несущих ригелей в пролетах между колоннами

а - общий вид каркаса; б - несущие ригели прямоугольного и таврового сечений с полкой в сжатой зоне; в - то же, таврового сечения с выступающими вниз ребрами; 1 - колонны со сквозными проемами для пропуска несущего и связевого ригелей; 2 - сборные многопустотные плиты; 3 - монолитные несущие ригели; 4 - монолитные связевые ригели; 5 - межплитные швы омоноличивания; 6 - консоли для балконов и эркеров; 7 - бетонные шпонки; 8 - ограничитель размеров шпонки; 9 - рабочая арматура многопустотных плит; 10 - выпуски рабочей арматуры многопустотных плит по их торцам; 11 - рабочая арматура несущих ригелей; 12 - полки тавровых несущих ригелей; 13 - стяжки пола

обширных теоретических и экспериментальных исследований".

Вместе с тем, по результатам более детального анализа, решения перекрытий серии Б1.020.1-7 (системы "АРКОС"), а также результаты испытаний фрагментов, к сожалению, не в полной мере учиты-

вают требования российских норм и другие важные особенности, определяющие надежность и безопасность зданий. В связи с этим материалы данной статьи имеют целью выполнение более взвешенной оценки применимости данной серии и, в известной мере, дают возможность определить путь и механизм ее совершенствования. Конкретно:

1. По решениям опорных шпонок плит. В решениях перекрытий образованные замоноличиванием пустот опорные шпонки плит "упругоподатливо" защемлены в торцах плит и в монолитной части несущих ригелей. Они подвержены срезу и местному излому (рис. 2).

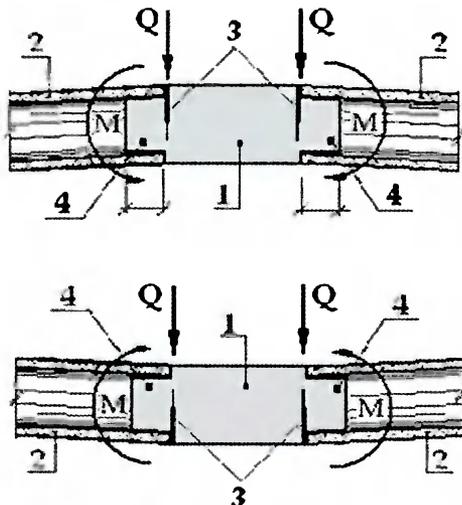


Рис. 2. Схема загрузки и излома опорных узлов плит

1 - монолитные железобетонные ригели; 2 - многопустотные плиты; 3 - трещины в бетонных шпонках при повороте опорных сечений плит; 4 - бетонные шпонки глубиной 100...120 мм

Для зданий, строящихся в обычных условиях, этот излом суммарно обусловлен моментными нагрузками от разности деформаций плит и ригелей, расчетным плечом приложения опорной нагрузки и поворотом опорных сечений плит при неравномерных деформациях основания.

По требованиям надежности перекрытий разрушение опорных узлов плит недопустимо вплоть до разрушения плит в пролете. Очевидно, что это требование исключает образование трещин в бетонных шпонках, так как их появление приводит к снижению рабочего сечения. По результатам испытаний фрагментов перекрытий серии Б1.020.1-7, даже при отсутствии воздействий, связанных с неравномерностью осадок фундаментов, в опорных узлах плит зафиксированы трещины, что свидетельствует о нарушении целостности шпонок и, как следствие, их низкой эксплуатационной надежности. Серийное решение с установкой в межплитных швах арматурных стержней или каркасов не повышает надежность опорных узлов плит, так как:

а) не соответствует конструктивным требованиям по расположению рабочей арматуры в плитах, указанному в "Пособии по проектированию ... " к СП 52-101-2003

б) в многопустотных плитах безопалубочного формирования поперечные шпонки на боковых гранях плит отсутствуют, что исключает надежную анкеровку межплитной арматуры. При этом принятое в серии стандартное исполнение размеров межплитных швов не соответствует технологическим требованиям замоноличивания армированных швов. По имеющейся практике, устройство таких швов без увеличения их размера провоцирует появление в перекрытии "клавишного эффекта", при котором работа каждой плиты осуществляется отдельно, без взаимодействия со смежными плитами.

Кроме того, в комплексном сечении ригеля, образованном его монолитной частью и приопорными участками сборных плит, указанные шпонки являются контактными связями, воспринимающими продольные сдвиговые усилия (рис. 3). При этом количество шпонок, включаемых в расчет на сдвиг и определяющих сдвиговые деформации контактных стыков, ограничено (см. "Справочное пособие... к СНиП " по сборно-монолитным конструкциям, НИИЖБ Госстроя, 1991 г.). Это еще более ухудшает работу бетона в шпонках и превращает опорные узлы плит в источник повышенной опасности. Другие резервы надежности этих узлов в решениях серии отсутствуют.

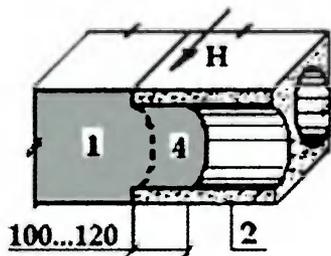


Рис. 3. Схема приложения сдвиговых усилий на опорные шпонки плит

1 - монолитная часть ригелей; 2 - многопустотные плиты; 4 - опорные шпонки плит; "H" - сдвигающие усилия на шпонки

В сейсмостойком каркасе "Сочи", на основе которого разработана серия Б1.020.1-7, роль сдвиговых связей, в дополнение к шпонкам, справедливо возложена на армированные межплитные балки расчетной ширины (рис. 4). В решениях серии межплитные швы выполнены со стандартной шириной, определяемой лишь скосами боковых граней плит, и устройство таких балок неоправданно принесено в жертву экономичности и скорости монтажа.

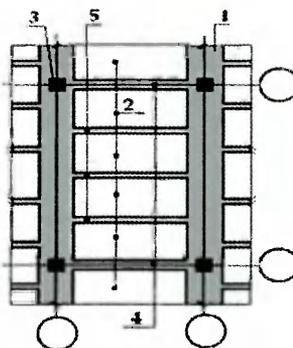


Рис. 4. Фрагмент перекрытия в каркасе "Сочи"

1 - монолитные ригели; 2 - многопустотные плиты; 3 - колонны; 4 - межколонные монолитные балки; 5 - армированные монолитные межплитные балки

При загрузении демонстрационных фрагментов перекрытий по серии Б1.020.1-7 вертикальной нагрузкой в плитах и ригелях возникают незначитель-

ные прогибы. Это свидетельствует о высокой изгибной жесткости перекрытий. Поворот опорных сечений плит проявляется в виде незначительных трещин, и перекрытия "не падают". Для экспертов все это дает основание для положительной оценки результатов испытаний и общих технических решений серии. Прогноз и влияние других негативных факторов, определяющих безопасность перекрытий при длительной эксплуатации зданий, экспертными оценками, к сожалению, не учитываются. Вместе с тем, испытания в НИИЖБ (г. Москва.) и в Уральском ПромстройНИИпроекте, а также зарубежные исследования работы "защемленных" опорных сечений многопустотных плит с бетонным исполнением несущих ребер, показали, что даже с учетом податливости защемления "...велика возможность разрушения и среза таких плит на опоре, особенно при длительном действии нагрузки". В этой связи уместно отметить, что имеющиеся зарубежные аналоги сборно-монолитных перекрытий с использованием многопустотных плит, даже при более высокой дисциплине строительного производства, по соображениям безопасности выполнены с балочными или плитными несущими ригелями, имеющими под плитами открытые (выступающие за плоскость потолка) опорные консоли, гарантирующие от опасности хрупкого среза плит (опыт США, Франции, Финляндии).

В плитах, эксплуатируемых на наружном воздухе (консоли, открытые балконы и др.), с учетом активной деградации механических свойств и ускоренного "старения" бетона, решения бетонных шпонок в опорных узлах плит, принятые в серии Б1.020.1-7 (в системе "АРКОС"), принципиально выходят из ряда пригодных для применения.

2. По анкерровке на опорах рабочей арматуры плит. При использовании в перекрытиях многопустотных плит, изготовленных по технологии безопалубочного формования, и не имеющих выпуски рабочей арматуры, в серии Б1.020.1-7 не выполнены требования анкерровки арматуры на опорах. В связи с этим плиты "зависают" лишь на бетонных шпонках, имеющих трещины. При наличии последних в уровне низа шпонок (см. рис. 2) рабочая арматура плит оказывается вообще "брошенной". Тем не менее, авторами, со ссылкой на согласованные результаты испытаний, утверждается, что бетонные шпонки "являются надежными опорами", и нормативные требования по анкерровке арматуры плит в решениях серии выполняются.

3. По учету распорных усилий в плитах. По заявлению авторов, учет в работе многопустотных плит распорных усилий, воспринимаемых колоннами и связевыми ригелями, "позволяет на 30...40 (по другим источникам на 50) % (!) сократить расход арматуры в плитах, и в этих же пределах снизить расход стали на армирование перекрытий в целом". Это утверждение ошибочно, так как "сэкономленное" количество продольной арматуры в плитах по известным законам необходимо установить в соседних свя-

зевых ригелях, воспринимающих распор, либо в межплитных швах.

Практикой установлено, что в связи с неупругими деформациями бетона, податливостью опорных узлов, а также релаксацией арматуры, в особенности в преднапряженных конструкциях, усилия распора с годами ослабевают, что снижает эксплуатационную надежность перекрытий. В связи с этим, а также вследствие существенного усложнения расчетного механизма в проектной практике РФ распорные усилия в плоских перекрытиях не учитывают. Кроме того, известно, что при учете стесненных деформаций плит их расчетную схему следует принимать в виде внецентренно сжатых элементов, что требует установку в верхней зоне конструктивной арматуры в количестве, указанном в "Пособии к СП 52-101-2003". Таким образом, при соблюдении норм РФ и по этим требованиям эффект от учета распора в плитах будет практически нулевым, а заявленная авторами "экономия" арматуры отсутствует.

4. По прочности опорных кромок плит. При принятой в серии ограниченной глубине бетонных шпонок и их ограниченном по требованиям надежности расчетном количестве существует высокая вероятность выкола (выкрашивания) бетона в опорных кромках плит, что создает опасность их хрупкого разрушения, снижающего надежность опорного узла (рис. 5).

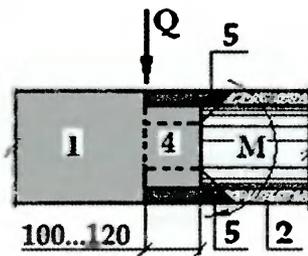


Рис. 5. Схема выкола бетона в опорных кромках плит

1 - монолитный ригель; 2 - многопустотные плиты; 4 - опорная бетонная шпонка; 5 - условная призма выкола бетона в опорных кромках плит

5. По надежности опорных узлов сборных неразрезных колонн. Одна из важнейших проблем для России – качество строительства. На качество работ наиболее существенно влияют факторы, связанные с соблюдением и контролем технологической дисциплины. В связи с этим решения наиболее ответственных узлов в конструкциях зданий должны учитывать пониженный уровень обеспеченности этих факторов, особенно в массовом строительстве. Конструкция "закрытого" опорного узла многоэтажных (на 2-3 эт.) сборно-монолитных колонн в серии Б1.020.1-7 (в системе "АРКОС") принята в уровне перекрытий и совмещена со стыком пересекающихся монолитных несущих и связевых ригелей. При значительном насыщении узла вертикальной, продольной и поперечной арматурой, а также с учетом реальных производственных условий "закрытое" исполнение узла не может обеспечить его качественное замоноличивание и надлежащий контроль, особенно в зимних условиях. Это обрекает строителей на постоянную зависимость качества скрытых работ, а потребителей – на низкий ресурс их надежности.

6. По расчетной модели сборно-монолитных перекрытий. Расчетная модель перекрытий в серии принята в виде плоских "пространственных оболочек" в пределах ячеек, образованных по сетке колонн несущими и связевыми ригелями. В опорных узлах плит предусмотрены связи "ненулевой жесткости". По продольным граням плит в схеме приняты шарнирные связи, воспринимающие сжатие и вертикальный срез. Данные оболочки с "упруго податливыми, ненулевой жесткости" связями, по утверждению авторов, способны воспринимать усилия в двух ортогональных направлениях. "Для более осторожного (?) проектирования перекрытий" авторами допускается расчетная модель с шарнирными сопряжениями элементов перекрытий. Конструктивные запреты норм на использование в опорных сопряжениях плит бетонных шпонок с "ненулевой изгибной жесткостью" авторы, мало сообразуясь с эффективностью (поперечные шпонки на боковых гранях плит отсутствуют) "компенсируют" требованиями по установке в межплитных швах у концов плит дополнительных арматурных стержней, заанкеренных в несущих монолитных ригелях.

Конструктивные требования "Руководства ..." НИИЖБа, согласно которым "в статически неопределимых "оболочечных" системах перекрытий с замкнутым опорным контуром " ...площадь сечения арматуры в каждом направлении должна составлять не менее 0,2 % от площади расчетного сечения бетона", в принятых авторами "пространственных оболочках" странным образом игнорированы. В связи с этим при исключении этих требований говорить о "пространственной" работе таких "оболочек" представляется некорректным, и связевые ригели при принятой раскладке плит (см. рис. 1) не могут рассматриваться как разгружающий опорный контур предполагаемых "оболочек". Достаточно сказать, что в российских типовых сериях, например, в серии 1.020.1/87 ...(ЦНИЭП торгово-бытовых зданий... г. Москва, 1990 г.) при абсолютно идентичной схеме расположения плит, с использованием межколонных "связевых" плит, образующих аналогичные "ячейки" в перекрытиях, предусмотрены только поэлементные расчетные оценки несущей способности конструкций. Расчетная схема плит в таких перекрытиях логично принята без привлечения надуманного "пространственного" потенциала.

Реальная работа принятых авторами "пространственных оболочек" подтверждается картиной деформаций, полученной по результатам испытаний фрагментов перекрытий, где заявленные "оболочки" работают лишь в одном направлении. Незначительное отличие деформаций плит и связевых ригелей, составляющее 0,2 мм, является следствием установленного в них армирования и некорректно принятой схемы загрузки, в которой нагрузка приложена только в пределах сборных плит и непосредственно на связевых ригелях отсутствует (рис. 6).



Рис. 6. Испытательный фрагмент перекрытия

Тем не менее, конструктивные решения перекрытий, принятые на основе таких моделей, "прошли полномасштабные многократные испытания на натуральных фрагментах" и получили положительную оценку экспертов.

7. По результатам испытаний фрагментов перекрытий. По заявлению авторов, "конструктивная система "АРКОС" всесторонне исследована и испытана по стандартной методике до разрушения всех несущих элементов, стыков и фрагментов каркаса. Каркасы зданий в процессе строительства подвергнуты натурным испытаниям до уровня расчетных нагрузок "по специально разработанной методике, применительно к методике испытаний по ГОСТ 8829-94".

Ссылки авторов на ГОСТ 8829 неправомерны, так как:

1. Данный ГОСТ относится к методам контрольных испытаний нагружением и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости отдельно взятых, имеющих конкретные геометрические размеры изделий одной марки, а не натуральных комплексных, геометрически и статически несхожих сборно-монолитных в том числе распорных строительных систем построечного исполнения, с использованием в них бетонных связей "ненулевой жесткости". Особые нестандартные требования, содержание и необходимость которых очевидна, программой испытаний не предусмотрены. По этой причине выполненные испытания фрагментов перекрытий "де-факто" правильнее квалифицировать лишь как рекламные демонстрационные мероприятия, а не как контрольные приемочные испытания.

2. Согласно СНиП 52-01-2003, " ... конструкции должны иметь начальные характеристики, чтобы с надлежащей степенью надежности при различных расчетных воздействиях в процессе строительства и эксплуатации зданий сооружений были исключены разрушения любого характера или нарушения эксплуатационной пригодности, связанные с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу и окружающей среде". В комплексном перекрытии по серии Б1.020.1-7 ключевыми элементами, отвечающими за безопасность перекрытий, являются опорные шпонки в пустотах плит. Их отказы в серии ничем не подстрахованы. В этой связи оценка на-

дежности шпонок, вероятно, должна была выполняться не по раскрытию трещин, как это сделано авторами, а по образованию трещин в растянутах бетоне. За неимением гостовской методики, авторами принята схема с их линейной статическим нагружением вертикальной нагрузкой, при этом горизонтальные и моментные нагрузки не учтены. В результате и схема испытаний, и принятый коэффициент запаса $C = 1,60$ (прил. "Б" ГОСТ 8829), и механизм оценки прочности не отражают подлинный характер напряженного состояния бетона в шпонках. При этом для принятого авторами 2-го случая разрушения в шпонках отсутствует понятие "достижения предела текучести" в отсутствующей арматуре, а указанное в ГОСТе "хрупкое разрушение бетона" относится к одноосно сжатому бетону в сжатой зоне изгибаемых железобетонных элементов. Все это доказывает несоответствие экспертной оценки надежности бетонных шпонок нормативным требованиям и реальным условиям их работы.

3. Согласно ГОСТ 8829 (п. 9.1.4), "Изделия признают удовлетворяющими предъявляемым требованиям прочности, если разрушающая нагрузка составляет не менее 100% контрольной ...". В данном ГОСТе отсутствует механизм определения контрольных нагрузок, соответствующий образованию трещин в бетонных шпонках. Именно они определяют несущую способность перекрытий. В расчетной комбинации, учитывающей совместное действие излома, среза и сдвига шпонок, при их ограниченном расчетном количестве величина контрольной нагрузки на плиты, определенная по требованиям трещинообразования в шпонках, и соответствующая допускаемая расчетная нагрузка будут значительно меньше принятых авторами для перекрытий в целом.

Оценка прочности бетонных кромок многопустотных плит при ограниченной глубине опорных шпонок в серии не выполнена вообще.

8. По оценке общей надежности перекрытий. Несущие сборно-монолитные ригели в решениях серии образованы армированной монолитной частью и через монолитные бетонные шпонки жестко сопряжены с приопорными участками многопустотных плит. Анализ показывает, что реальная изгибная жесткость таких ригелей будет всегда выше расчетной, где присутствует целый ряд расчетных допущений и ограничений. Демонстрационные испытания фрагментов выполняются авторами на строительстве реальных зданий, при этом разность осадок основания и связанные с этим повороты и изломы в опорных узлах плит и в межплитных швах отсутствуют. При нагружении перекрытий испытательной нагрузкой механизм перераспределения усилий конструкции регулируют самостоятельно, используя все имеющиеся внутренние резервы, мало сообразуясь с расчетными условностями. Их статическое взаимодействие в сборно-монолитной системе перекрытия осуществляется за счет бетонных шпоночных связей. Появление в конструкциях разгружающего рас-

пора также снижает общие деформации и раскрытие трещин, величина которых оказывается значительно меньше нормативных. Это убеждает экспертов и порождает рекламную эйфорию авторов. К сожалению, отсутствие в решениях перекрытий требуемых конструктивных мероприятий, как и непропорциональное использование "нелегитимных" хрупких связей, единственно определяющих безопасность перекрытий, экспертные оценки не учитывают. Ресурс надежности таких систем в процессе длительной эксплуатации зданий недопустимо низок, и надежды на их благополучие могут быть связаны лишь с тем, что неблагоприятные и тем более аварийные воздействия авось не реализуются.

Изучение вопросов, связанных с перераспределением усилий в замоноличенных балочных настилах из сборных плит, и подобные экспериментальные испытания проводились в Москве еще в 1948, 1954 -55 гг. При этом отмечалось, что общие деформации в таких настилах значительно меньше деформаций одиночных плит, однако без выполнения "специальных конструктивных мер" их взаимодействие может быть легко нарушено.

Выводы

По результатам анализа проектных решений серии Б1.020.1-7 (системы "АРКОС") и результатов испытаний фрагментов перекрытий выводы следующие:

1. Решения опорных узлов многопустотных плит с устройством в их пустотах бетонных шпонок, независимо от положительных экспертных оценок, полученных по результатам демонстрационных испытаний, принципиально противоречат требованиям нормативных документов РФ, так как их хрупкое разрушение в крайне ответственных опорных узлах изгибаемых плит перекрытий представляет "недопустимый риск, связанный с возможным причинением вреда". Такие решения на основании требований Федерального Закона РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ "О безопасности зданий и сооружений" и ГОСТ Р54257-2010 "Надежность строительных конструкций и оснований", недопустимы.

2. Проектные решения перекрытий в серии не предусматривают конструктивные мероприятия, необходимые для реализации принятой расчетной модели "пространственных" оболочек.

3. При использовании плит безопалубочного формирования, в связи с отсутствием анкеровки рабочей арматуры, в серии не выполнены требования "Сводов правил" РФ (СП 52- 101 - 2003, СП 52- 102 - 2004), что ненадежно и повышает риск хрупкого среза опорных сечений плит.

4. Рекламные заявления авторов о снижении расхода стали в многопустотных плитах и перекрытиях в целом до 30, 40 (или 50) % за счет учета в них распорных усилий при соблюдении строительных норм не соответствуют действительности. Необходим дополнительный объективный анализ.

5. Конструктивное решение "закрытого" опорного узла неразрезных сборно-моноклитных колонн и моноклитных ригелей, в связи с его неконтролируемым качеством исполнения, имеет пониженную эксплуатационную надежность и к применению не рекомендуется.

6. Эксплуатационная безопасность перекрытий серии Б1.020.1-7 (системы "АРКОС") не имеет полного расчетного обоснования, отвечающего нормам РФ. С этой точки зрения ее применение в действующей редакции неправомерно даже при статических нагрузках. Декларируемая авторами возможность использования решений серии и при аварийных нагрузках, и в сейсмических районах, носит рекламный характер. Для зданий, строящихся на сложных неравномерно деформируемых грунтах, использование этих решений по соображениям безопасности также недопустимо.

7. Имеющиеся несоответствия требованиям норм и "Сводов правил" РФ в решениях серии

Б1.020.1-7 (системы "АРКОС") свидетельствуют о том, что:

- либо несовершенны и требуют корректировки (или пересмотра) наши нормативные документы, недостаточно учитывающие специфику и резервы работы плоских сборно-моноклитных систем, эксплуатационный ресурс и безопасность которых обеспечиваются, в том числе, с участием хрупких связей. В этом случае существующие решения серии не могут "полностью соответствовать требованиям" отсутствующих норм;

- либо проектные решения и оценку надежности конструкций в серии следует приводить в соответствии с требованиями существующих норм РФ с полным учетом реальных уровней и условий их загрузки в период эксплуатации.

Технические предложения по решениям сборно-моноклитного каркаса, разработанные с учетом перечисленных недостатков серии Б1.020.1-7, будут представлены во второй части статьи.

С.С. МОРДОВСКИЙ, асп. (Самарский государственный архитектурно-строительный ун-т)

РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

В последние годы в расчетах железобетонных элементов активно применяются различные деформационные модели. Данный метод анализа напряженно-деформированного состояния поперечного сечения элементов включен в Еврокоды, строительные нормы и своды правил России, Беларуси и других стран. В качестве диаграмм деформирования материалов предложены различные функциональные зависимости "напряжения – относительные деформации". Одной из таких является экспоненциальная зависимость, предложенная в [1] для описания напряженно-деформированного состояния бетона. Сопоставление графиков зависимостей, предложенных Мурашкиным Г.В., Карпенко Н.И. и европейским комитетом по бетону ЕКБ-ФИБ, показало практически полное совпадение данных графиков на восходящем участке диаграмм и небольшие отклонения на ниспадающем участке. При этом кривая в [1] имеет более простое математическое описание и непрерывна во всей области определения, что является основой для успешного введения ее в расчеты железобетонных конструкций с использованием современных ПК.

Применение диаграммы деформирования в виде экспоненциальной зависимости в расчетах изгибаемых железобетонных элементов [2, 3] показало высокую сходимость с экспериментальными результатами. Большим достоинством применения диаграмм деформирования материалов является возможность выполнять анализ сечений не только в предельном, но и

в допредельном и запредельном состояниях, чего невозможно сделать при расчетах по методу предельных усилий, представленных как в СНиП 2.03.01-84*, так и в более поздних СНиП 52-01-2003.

Для оценки достоверности результатов, получаемых при использовании в расчётах внецентренно сжатых железобетонных элементов экспоненциальной зависимости "напряжения – относительные деформации" бетона, были проведены экспериментальные исследования.

До проведения основного эксперимента были испытаны предварительно изготовленные образцы. Опыт, полученный при проведении предварительного эксперимента, указал на необходимость усиления оголовков колонн. Для предотвращения разрушения бетона в оголовках экспериментальных колонн были установлены стальные конструкции. Конструкция усиления оголовка колонны (рис. 1) представляет собой "П"-образную конструкцию, состоящую из соединённых угловым швом трех стальных пластин. В двух боковых пластинах просверлены отверстия $\varnothing 25$ мм, а между ними установлены стальные втулки, обеспечивающие сохранность отверстий во время бетонирования. Изготовленная таким образом "П"-образная конструкция, помимо функции усиления оголовка и крепления консольной конструкции, выполняет для продольной рабочей арматуры функцию дополнительной анкеровки, которая достигается приваркой арматурных стержней к элементу усиления оголовка колонны.

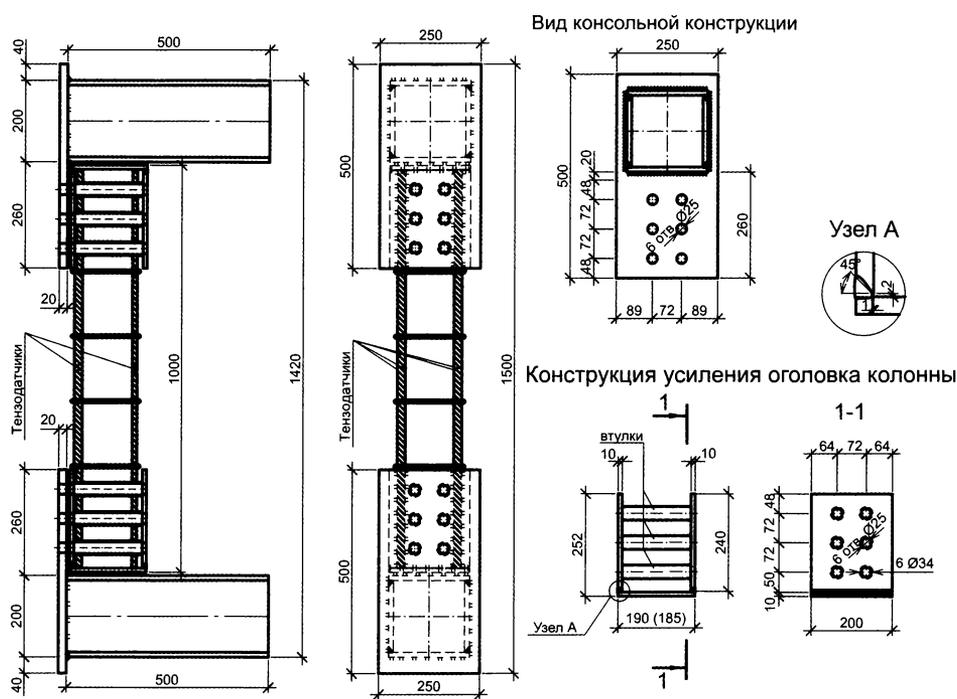


Рис. 1. Каркас опытного образца вместе со съемной консольной конструкцией

Таблица 1

Несущая способность экспериментальных образцов

Шифр колонны	l , см	H , см	b , см	h_0 , см	a_{sc} , см	e_0 , см	R_b , кг/см ²	A_s , см ²	A_{sc} , см ²	R_s , кг/см ²	R_{sc} , кг/см ²	N_{max} , т
К-1	100	20	20	17	3,0	$h/2 + 10$	239,1	6,123	2,347	3996,8	5735,1	23,5
К-1(2)	100	20	20	17	3,0	$h/2 + 10$	241	6,123	2,347	3996,8	5735,1	23,7
К-2	100	20,1	20,1	16,8	3,0	$h/2 + 20$	296	7,646	2,353	5601,3	4463,8	21,2
К-2(2)	100	20,2	20,5	16,9	3,0	$h/2 + 20$	296	7,646	2,353	5601,3	4463,8	21,8
К-3	100	20,5	20,4	16,8	3,0	3,5	333	9,788	2,353	5208,7	4463,8	115
К-3(2)	100	20,5	20,5	16,8	3,0	3,5	333	9,788	2,353	5208,7	4463,8	112,5
К-4	100	20	20	16,0	3,0	$h/2$	393,1	9,788	2,308	5208,7	4462,3	58,5
К-4(2)	100	20,3	20	16,4	3,0	$h/2$	393,1	9,788	2,308	5208,7	4462,3	60,5

Консольная конструкция (см. рис. 1) является неотъемлемой частью эксперимента и разработана специально для него. Она представляет собой профильную трубу размером 200×200×12 мм, прикрепленную к металлическому листу размером 500×250×20 мм угловым швом с катетом 13 мм путем сварки по периметру профиля. В металлическом листе проделаны 6 отверстий Ø25 мм, обеспечивающих его соединение посредством болтов с конструкцией усиления оголовка колонны.

Колонны испытывали на гидравлическом прессе ПР-500. Для измерения относительных деформаций бетона и арматуры применяли тензометрические датчики омического сопротивления с базой 50 и 20 мм и сопротивлением 400 и 200 Ом соответственно. В качестве регистрирующей аппаратуры использовалась система сбора данных UCAM-60В фирмы KYOWA. Информация о колоннах и максимальные значения разрушающих нагрузок (N_{max}) указаны в табл. 1.

За расчетную модель (рис. 2) принят железобетонный элемент прямоугольного сечения шириной b и высотой H с армированием по углам, подверженный одноосному внецентренному сжатию.

Вид консольной конструкции



Конструкция усиления оголовка колонны

При расчете нормальных сечений на внецентренное сжатие используют два уравнения статики: $\Sigma M = 0$, $\Sigma N = 0$.

Уравнение суммы проекций всех сил на продольную ось без учета работы растянутого бетона имеет вид:

$$N - D_b + N_s - N_{sc} = 0, \quad (1)$$

Усилие в сжатой зоне бетона исходя из записи закона деформирования [1] определяется интегралом:

$$D_b = \int_0^k \sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{k} x \right) b dx, \quad (2)$$

где b - ширина сечения; пределы интегрирования задаются исходя из расчетной схемы (см. рис. 1).

Задавшись кривой деформирования арматуры (диаграммой Прандтля), получим усилия в арматуре в виде программных блоков, реализованных в среде MathCad посредством условных операторов "if" и "otherwise":

$$N_s = \begin{cases} \varepsilon_s E_s A_s & \text{if } \varepsilon_s E_s \leq R_s \\ (R_s A_s) & \text{otherwise} \end{cases}, \quad (3)$$

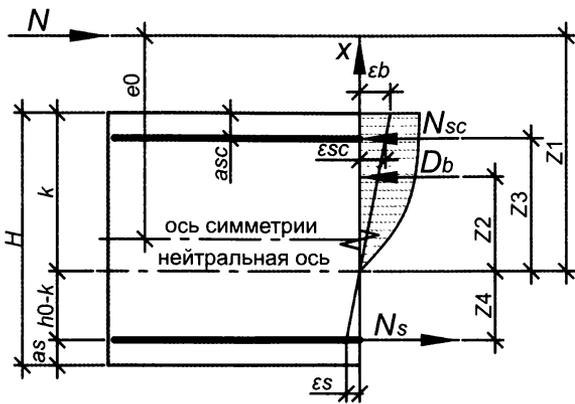


Рис. 2. Схема расчетной модели внецентренно сжатого железобетонного элемента в начальный момент загрузки

ϵ_b - величина относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона (ϵ_b); ϵ_s - величина относительных деформаций наиболее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней (ϵ_s); ϵ_{sc} - величина относительных деформаций менее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней (ϵ_{sc}); D_b - равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона; N_s - равнодействующая усилий наиболее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней; N_{sc} - равнодействующая усилий менее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней; N - приложенное с эксцентриситетом внешнее усилие; k - высота сжатой зоны бетона; a_s - величина защитного слоя бетона для наиболее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней (a_s); a_{sc} - величина защитного слоя бетона для менее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней (a_{sc}); h_0 - рабочая высота сечения (h_0); x - текущая координатная ось для сжатой зоны бетона с началом отсчёта на нейтральной оси; e_0 - расстояние от оси симметрии образца до линии действия внецентренно приложенного усилия (e_0); Z_1 - плечо внецентренно приложенной силы N относительно нейтральной оси; Z_2 - плечо усилия D_b относительно нейтральной оси; Z_3 - плечо усилия N_{sc} относительно нейтральной оси; Z_4 - плечо усилия N_s относительно нейтральной оси

$$N_{sc} = \begin{cases} \epsilon_{sc} \epsilon_{sc} A_{sc} & \text{if } \epsilon_{sc} \epsilon_{sc} \leq R_{sc} \\ (R_{sc} A_{sc}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad (4)$$

где E_s - модуль упругости наиболее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней; E_{sc} - модуль упругости менее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней; A_s и A_{sc} - площадь наиболее и менее удалённых от линии действия внешнего усилия арматурных стержней соответственно; ϵ_s и ϵ_{sc} определяются исходя из пропорциональности с величиной ϵ_b согласно линейному закону распределения деформаций по высоте сечения элемента

Уравнение моментов относительно нейтральной оси имеет вид:

$$NZ_1 - D_b Z_2 - N_s Z_4 - N_{sc} Z_3 = 0, \quad (5)$$

Величины Z_1 , Z_2 , Z_3 и Z_4 определяются геометрически исходя из принятой расчётной модели (см. рис. 2).

Заменив в выражении (5) значение N на величину, выраженную из уравнения (1), имеем:

```

PROGRAMM:=
for o in 1..10000
for eb in 0..0.0005
K ← root
[
∫_0^k (eb/k * x) * b * dx - (eb * (h0 - k) / k) * Es * As if eb * (h0 - k) / k ≤ Es ≤ Rs + ... (k - H/2 + e0) - e
+ (eb * (k - asc) / k) * Esc * Asc if eb * (k - asc) / k ≤ Esc ≤ Rsc
] (Rsc * Asc) otherwise
+ ∫_0^k (eb/k * x) * b * dx
[
∫_0^k (eb/k * x) * b * dx
+ (eb * (k - asc) / k) * Esc * Asc if eb * (k - asc) / k ≤ Esc ≤ Rsc (k - asc) - e
+ (Rsc * Asc) otherwise
+ (eb * (h0 - k) / k) * Es * As if eb * (h0 - k) / k ≤ Es ≤ Rs (h0 - k)
] (Rsc * Asc) otherwise
]
e0 ← (h0 - K) / K
asc ← (k - (K - asc)) / K
Db ← ∫_0^K (eb / K * x) * b * dx
Ns ← Es * Es * As if as * Es ≤ Rs
(Rs * As) otherwise
Nsc ← Esc * Es * Asc if Esc ≤ Rsc
(Rsc * Asc) otherwise
N ← Db - Ns + Nsc
Z1 ← K - H/2 + e0
Z2 ← ∫_0^K (eb / K * x) * b * x * dx
∫_0^K (eb / K * x) * b * dx
Z3 ← K - asc
Z4 ← h0 - K
M ← N * Z1
TAB 0..0.13 ← eb, K, es, esc, Ns, Nsc, Db, N, Z1, Z2, Z3, Z4, Mb, M
TAB
  
```

Рис. 3. Алгоритм расчета нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов, реализованный в среде MathCad

$$(N_{sc} + D_b - N_s)Z_1 - D_b Z_2 - N_s Z_4 - N_{sc} Z_3 = 0. \quad (6)$$

Подставив в (6) вместо каждого усилия его аналитическое выражение, получим уравнение, содержащее одно неизвестное k , являющееся высотой сжатой зоны сечения. Исходя из того, что высота последней величина не постоянная, а изменяющаяся по определенному закону, в связи с изменением в процессе деформирования железобетонного элемента усилий в бетоне и арматуре, необходимо выявить этот закон. Задавшись величиной относительной деформации сжатой зоны бетона в виде ранжированной переменной $\epsilon_b = 0,0.0001...0.005$, определим с помощью встроенной в среде *MachCad* функции "root" величину сжатой зоны бетона K . Данное действие будет являться первым основным при расчете.

Для ускорения и упрощения проведения расчета в программной среде *MachCad* с применением методов программирования реализован алгоритм (рис. 3), позволяющий вести расчет нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов. Он представляет собой отдельную программу, по результатам работы которой все интересующие нас величины выводятся в табличной форме. При этом необходимо помнить, что нумерация столбцов в таблицах *MathCad* по умолчанию начинается с 0.

В данной программе $0 \in (1...10000)$ - это количество строк, заданное таким образом, чтобы относительные деформации ϵ_b пробегали определенный диапазон значений. Это обеспечивается оператором

Сопоставление несущих способностей для экспериментальных образцов К-1 – К-4(2)

Маркировка образца	Несущая способность внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению							
	Экспериментальная N_{max} , т	По предлагаемой методике расчета $N_{метод}$, т Δ , %	По СНиП 2.03.01-84* и пособию				По 2-х линейной диаграмме N_2 , т Δ , %	По 3-х линейной диаграмме N_3 , т Δ , %
			без учета формул общего случая расчета		по формулам общего случая расчета			
			$N_{СНиП}$, т Δ , %	$N_{СНиП\eta}$, т Δ , %	$N_{СНиП}^{oc}$, т Δ , %	$N_{СНиП\eta}^{oc}$, т Δ , %		
К-1	23,5	23,13	24,43	23,49	24,43	23,49	23,58	23,4
		1,6	-4	0	-4	0	-0,3	0,4
К-1(2)	23,7	23,18	24,49	23,55	24,49	23,55	23,63	23,45
		2,2	-3,3	0,6	-3,3	0,6	0,3	1,1
К-2	21,2	20,11	20,12	19,67	19,67	19,26	20,24	20,39
		5,1	5,1	7,2	7,2	9,2	4,5	3,8
К-2(2)	21,8	20,55	20,53	20,08	20,1	19,69	20,67	20,83
		5,7	5,8	7,9	7,8	9,7	5,2	4,4
К-3	115	102,32	103,7	100,7	99,25	96,26	104,79	103,89
		11,0	9,8	12,4	13,7	16,3	8,9	9,7
К-3(2)	112,5	102,75	104,1	101,1	99,68	96,67	105,23	104,32
		8,7	7,5	10,1	11,4	14,1	6,5	7,3
К-4	58,5	57,93	58,37	55,95	53,41	51,43	59,86	59,66
		1,0	0,2	4,4	8,7	12,1	-2,3	-2
К-4(2)	60,5	59,11	59,56	57,18	54,51	52,57	61,08	60,88
		2,3	1,6	5,5	9,9	13,1	-1	-0,6
$\Sigma\Delta/8$		4,7	2,8	6	6,4	9,4	2,7	3
$\sqrt{\Sigma\Delta^2/(8-1)}$		6,2	5,9	7,7	9,5	11,7	5	5,2

Примечание: значения Δ , средних и среднеквадратичных отклонений записаны с округлением до десятых долей процента.

цикла "for", который дает возможность организовать цикл по этой переменной.

Отличие расчета по приведённому алгоритму элементов со схемами загрузки, при которых всё сечение является сжатым, от описанного состоит в том, что при выводе таблицы результатов значения ϵ_s , N_s и Z_4 будут выражены со знаком "минус", так как наиболее удалённые от линии действия внешнего усилия N арматурные стержни в таком случае будут сжаты, а не растянуты.

Полученные в результате эксперимента значения несущей способности опытных образцов сравнивались со значениями, полученными в результате расчетов по 7 вариантам (табл. 2, столбцы 3...9).

Таким образом, расчетные значения несущей способности экспериментальных колонн, указанные в табл. 2, имеют следующие обозначения:

- при вычислении по предлагаемой методике – $N_{метод}$
- при вычислениях по методу предельных усилий без учета формул общего случая:
 - без учета влияния прогиба – $N_{СНиП}$
 - с учетом влияния прогиба – $N_{СНиП\eta}$
- при вычислениях по методу предельных усилий по формулам общего случая расчета:
 - без учета влияния прогиба – $N_{СНиП}^{oc}$
 - с учетом влияния прогиба – $N_{СНиП\eta}^{oc}$
- при вычислениях с применением кусочно-линейных функций:

а) двухлинейной – N_2 ;

б) трехлинейной – N_3 .

Для каждого из перечисленных вариантов расчета вычислялись значения среднего и среднеквадратичного отклонений, значения которых записаны в соответствующий столбец табл. 2.

Величины средних отклонений Δ определяются по формуле:

$$\Delta = \frac{N_{max} - N_i}{N_{max}} 100\%$$

где N_i - расчетная величина несущей способности, соответствующая столбцу, в котором вычисляется Δ .

Следует заметить, что для каждого из восьми экспериментальных образцов максимальные значения разрушающих нагрузок (N_{max}) выше значений, полученных при расчёте по предлагаемой методике ($N_{метод}$), что соответствует запасу прочности. Однако данное утверждение нельзя применить ко всем результатам выполненных расчётов, хотя показатели среднеквадратичного и среднего значения среднего отклонения по 8 образцам в столбцах 4, 8 и 9 ниже таковых в столбце 3.

Вывод

Предложенная методика расчета внецентренно сжатых элементов позволяет достаточно точно опре-

делить не только несущую способность, но и напряженное состояние конструкции на стадиях загрузки. При расчете по методу предельных усилий такая возможность отсутствует, а при расчетах с применением 2-х и 3-линейной диаграмм деформирования – ограничена ввиду несоответствия данных диаграмм состояния действительной работе бетона из-за чрезмерного упрощения их представления.

Библиографический список

1. Мурашкин Г.В. Моделирование диаграммы деформирования бетона и схемы напряженно-деформированного состояния [Текст] /

Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин // Известия Вузов. Строительство. - 1997. - №1 0. - С. 4-6.

2. Козлов А.В. Модель деформирования бетона для расчета с единых позиций нормально армированных и переармированных изгибаемых железобетонных элементов [Текст] / дис. ... канд. техн. наук. - Самара, 2005. - 110 с.

3. Пищулев А.А. Совершенствование расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных конструкций с поврежденной сжатой зоной бетона [Текст] / дис. ... канд. техн. наук. - Самара, 2010. - 192 с.

4. Чистяков Е.А. Основы теории, методы расчета и экспериментальные исследования несущей способности сжатых железобетонных элементов при статическом нагружении [Текст] / дис. ... д-ра техн. наук. - Москва, 1988. - С. 73-155.

И.Н. СТАРИШКО, канд. техн. наук, доц. (Вологодский государственный технический ун-т)

ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Методика расчета внецентренно сжатых элементов, заложенная в отечественных нормах, основана на том, что если в предельном их состоянии относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ (где ξ_R – относительная граничная высота сжатой зоны бетона), в расчетных формулах напряжение в продольной арматуре σ_s принимается равным R_s , при этом имеем первый случай расчета внецентренно сжатых элементов (случай больших эксцентриситетов). Если же окажется, что $\xi > \xi_R$, значение σ_s к моменту разрушения элементов не достигает предельной величины, равной R_s , то имеем второй случай расчета (случай малых эксцентриситетов).

Как в теоретической части, так и в многочисленных примерах расчетов, изложенных в учебной литературе и руководствах по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, высота сжатой зоны бетона x в предельном состоянии по прочности нормальных сечений определяется, как правило, из условия равновесия продольных сил и внутренних усилий, где влияние эксцентриситета e продольной силы N не учитывается. Указанное значение x используется без изменения при определении площади поперечного сечения арматуры или при проверке несущей способности элементов.

Недостатками существующей методики расчета внецентренно сжатых элементов также являются:

1. При наличии продольной арматуры площадью A_s и A'_s высота сжатой зоны бетона x , определяемая из условия равновесия продольных сил и внутренних усилий ($N \leq N_{сеч}$), часто существенно отличается от высоты сжатой зоны бетона, определяемой из условия равновесия изгибающих моментов ($Ne \leq M_{сеч}$).

2. Расчеты элементов по случаю 2 (когда $\sigma_s < R_s$) обычно выполняют, принимая значение $\xi = \xi_R$, т.е.

считается, что элемент находится на границе между непереармированными и переармированными сечениями даже когда арматура площадью A_s окажется сжатой и выполняется условие $\sigma_{sc} < R_{sc}$.

Предлагаемая в данной статье методика расчета внецентренно сжатых элементов основана на совместном решении уравнения равновесия продольных сил и внутренних усилий, а также уравнения равновесия изгибающих моментов от внешней нагрузки и внутренних усилий относительно центра тяжести площади поперечного сечения арматуры A_s . Совместное решение указанных уравнений, приведенных ниже, с использованием дополнительных уравнений по определению напряжения в арматуре σ_s в предельном состоянии элементов, уравнений по определению критической продольной силы N_{cr} , коэффициента увеличения прогибов η в гибких внецентренно сжатых элементах и т.д. дает возможность точнее определить высоту сжатой зоны бетона, ее влияние на несущую способность элементов и обеспечить их более высокую надежность в эксплуатации.

Методика расчета предусматривает два варианта возникновения возможных напряжений в продольной арматуре площадью A_s , расположенной с противоположной стороны от линии действия нагрузки N :

Вариант 1 – когда арматура с площадью A_s в предельном состоянии элемента окажется растянутой;

Вариант 2 – когда арматура с площадью A_s в предельном состоянии элемента окажется сжатой.

Первый вариант, в свою очередь, предусматривает два случая возможных напряжений в продольной арматуре площадью A_s :

Случай 1 – когда напряжение в указанной арматуре достигает предельных значений т.е. $\sigma_s \geq R_s$;

Случай 2 – когда растягивающее напряжение в продольной арматуре находится в пределах $0 \leq \sigma_s < R_s$.

Второй вариант также предусматривает два случая возможных напряжений в продольной арматуре площадью A_s :

Случай 1 – когда продольная арматура площадью A_s окажется сжатой и напряжение в ней не достигает предельных значений, т.е. $0 < \sigma_{sc} < R_{sc}$;

Случай 2 – когда сжимающие напряжения в продольной арматуре с площадью A_s достигают предельных значений, т.е. $\sigma_{sc} > R_{sc}$.

Вид напряжения в арматуре площадью A_s определяется по формуле:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (1)$$

Если при фактической (криволинейной) эпюре напряжений значение

$$\xi = 0,5(1 + \xi_R), \quad (2)$$

то из формулы (1) значение $\sigma_s = 0$. При замене фактической криволинейной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны на условную (расчетную) прямоугольную эпюру высота сжатой зоны бетона прямоугольной эпюры определяется из формулы (2) с учетом равенства площадей (криволинейной и прямоугольной эпюр), которая равна:

$$x = 0,5h_0(1 + \xi_R). \quad (3)$$

Таким образом, если $\xi \leq 0,5(1 + \xi_R)$ или же если значение σ_s в арматуре с площадью A_s в предельном состоянии элемента, определяемое по (1), окажется положительным, – имеем вариант 1 расчета внецентренно сжатых элементов. И наоборот, если $\xi > 0,5(1 + \xi_R)$ или же если по (1) окажется, что $\sigma_s < 0$ (отрицательное число), арматура с площадью A_s окажется сжатой. При этом имеем вариант 2 расчета внецентренно сжатых элементов.

В расчетных формулах внецентренно сжатых элементов напряжение в продольной арматуре площадью A_s принимается не более расчетного сопротивления растяжению, т.е. $\sigma_s \leq R_s$, а также не более расчетного сопротивления сжатию, т.е. $\sigma_{sc} \leq R_{sc}$.

Совместное решение уравнений, отражающих напряженно-деформированное состояние во внецентренно сжатых элементах, указанных ниже, приводит к решению кубического уравнения относительно высоты сжатой зоны бетона x , или относительно продольной силы N в предельном состоянии элементов.

Для определения высоты сжатой зоны бетона x в предельном состоянии внецентренно сжатых элементов прямоугольных сечений как с симметричной, так и несимметричной арматурой, с учетом влияния основных факторов, вначале используем уравнение равновесия изгибающих моментов от внешней нагрузки и внутренних усилий:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4)$$

где e – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести площади арматуры A_s с учетом увеличения прогиба η в гибких внецентренно сжатых элементах, который определяется по формуле:

$$e = e_0 \eta + h/2 - a, \quad (5)$$

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

Решая совместно уравнения (6), (5) и (4), получим:

$$N \left(\frac{N_{cr} e_0}{N_{cr} - N} + \frac{h}{2} - a \right) \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (7)$$

Умножая на $(N_{cr} \leq N)$ левую и правую части формулы (7), окончательно получим:

$$NN_{cr} e_0 + \left(\frac{h}{2} - a \right) NN_{cr} - \left(\frac{h}{2} - a \right) N^2 - R_b b h_0 N_{cr} x + 0,5 R_b b N_{cr} x^2 + R_b b h_0 N x - 0,5 R_b b N x^2 - R_{sc} A'_s (h_0 - a') N_{cr} + R_{sc} A'_s (h_0 - a') N = 0. \quad (8)$$

1. Определение несущей способности внецентренно сжатых элементов по варианту 1 – случай 1 (случай больших эксцентриситетов), когда арматура с площадью A_s растянута и выполняется условие $\xi \leq \xi_R$. При этом в дальнейших расчетах необходимо принять $\sigma_s = R_s$.

Условие равновесия продольных сил и внутренних усилий имеет вид:

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (9)$$

Подставляя значение N из (9) в (8), обозначив $R_{sc} A'_s - R_s A_s = P$ и после преобразований получим:

$$x^3 - \left(h + \frac{N_{cr} - P}{R_b b} \right) x^2 - [N_{cr} (e_0 + \frac{h}{2} - a) - (h - 2a)P - h_0 (N_{cr} - P) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')] \frac{2}{R_b b} x - [N_{cr} P (e_0 + \frac{h}{2} - a) - (\frac{h}{2} - a)P^2 - R_{sc} A'_s (h_0 - a') (N_{cr} - P)] \frac{2}{R_b^2 b^2} = 0. \quad (10)$$

Уравнение (10) можно записать в виде:

$$x^3 - b_1 x^2 - b_2 x - b_3 = 0. \quad (11)$$

После определения высоты сжатой зоны бетона x несущую способность внецентренно сжатого элемента по величине изгибающего момента можно проверить по формуле (4), где для определения эксцентриситета e используем (6) и (5). Несущую способность элемента по величине нагрузки можно также проверить, используя (4) или (9).

2. Определение несущей способности внецентренно сжатых элементов по варианту 1 – случай 2 (случай малых эксцентриситетов), когда арматура с площадью A_s растянута и выполняется условие $\xi_R < \xi \leq 0,5(1 + \xi_R)$.

При выполнении указанного условия напряжение в продольной арматуре, расположенной с противоположной стороны от линии действия нагрузки, находится в пределах $0 \leq \sigma_s < R_s$. При этом условие равновесия продольной силы и внутренних усилий в сечении элемента имеет вид:

$$N \leq R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s. \quad (12)$$

Из формулы (12) определяется высота сжатой зоны бетона x в предельном состоянии внецентренно сжатого элемента:

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + \sigma_s A_s}{R_b b}, \quad (13)$$

где σ_s определяется по формуле (1).

Подставляя значение σ_s из (1) в (13), с учетом того, что $\xi = x/h_0$, получим:

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s - R_s A_s}{R_b b} + \frac{2R_s A_s}{R_b b(1 - \xi_R)} - \frac{2R_s A_s x}{R_b b(1 - \xi_R)h_0}. \quad (14)$$

$$\text{В (14) обозначим: } \frac{2R_s A_s}{R_b b(1 - \xi_R)} = K, \quad (15)$$

$$\text{Тогда: } x = \frac{(N - R_{sc} A'_s - R_s A_s)h_0}{R_b b(h_0 + K)} + \frac{Kh_0}{h_0 + K}. \quad (16)$$

В (16) обозначим:

$$\frac{(R_{sc} A'_s + R_s A_s)h_0}{R_b b(h_0 + K)} = c, \quad (17)$$

$$\frac{Kh_0}{h_0 + K} = d. \quad (18)$$

Получим:

$$x = \frac{Nh_0}{R_b b(h_0 + k)} - c + d. \quad (19)$$

В (19) обозначим:

$$\frac{h_0}{R_b b(h_0 + K)} = z. \quad (20)$$

Тогда высота сжатой зоны бетона x внецентренно сжатых элементов, но пока без учета эксцентриситета продольных сил, из (19) равна:

$$x = Nz - c + d. \quad (21)$$

Из (21) определяем значение продольной силы N :

$$N = \frac{x}{z} - \frac{d - c}{z}. \quad (22)$$

Для определения высоты сжатой зоны бетона внецентренно сжатых элементов, с учетом эксцентриситета e и коэффициента η , когда арматура с противоположной стороны от действия нагрузки N растянута, подставив значение N из (22) в (8), получим:

$$\begin{aligned} & x^3 + \left[\left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{2}{R_b b z} - N_{cr} z - 2h_0 - d + c \right] x^2 - \\ & - \left[N_{cr} \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) + 2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{d - c}{z} - \right. \\ & \left. - R_b b h_0 (N_{cr} z + d - c) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \right] \frac{2}{R_b b} x + \\ & + \left[N_{cr} (d - c) \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) + \left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{(d - c)^2}{z} + \right. \\ & \left. + R_{sc} A'_s (h_0 - a') (N_{cr} z + d - c) \right] \frac{2}{R_b b} = 0. \quad (23) \end{aligned}$$

Окончательно формулу (23) можно записать в виде:

$$x^3 + b_1 x^2 - b_2 x + b_3 = 0, \quad (24)$$

где b_1 - в см; b_2 - в см²; b_3 - в см³.

Подставляя полученное значение x из (24) в (22), можно определить несущую способность внецентренно сжатого элемента по величине нагрузки с учетом всех основных факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние элементов, когда напряжение в арматуре площадью A_s находится в пределах $0 \leq \sigma_s < R_s$.

3. Определение несущей способности внецентренно сжатых элементов по варианту 2 – случай 1 (случай малых эксцентриситетов), когда арматура с площадью A_s сжата и выполняется условие $0,5(1 + \xi_R) \leq \xi < 1$.

При выполнении указанного условия напряжение в арматуре площадью A_s , расположенной с противоположной стороны от линии действия нагрузки σ_s , изменяется от нуля до $-R_s$, т.е. до R_{sc} .

Условие равновесия продольной силы и внутренних усилий в сечении элемента имеет вид:

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A_s. \quad (25)$$

Из формулы (25) получим:

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A_s}{R_b b}, \quad (26)$$

где σ_{sc} определяется аналогично тому, как и σ_s по формуле (1).

Подставляя σ_{sc} из (1) в (26), получим:

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R_b b} - \frac{2 R_s A_s}{(1 - \xi_R) R_b b} + \frac{2 x R_s A_s}{R_b b (1 - \xi_R) h_0}. \quad (27)$$

Подставляя значение K из (15) в (27), получим:

$$x = \frac{(N - R_{sc} A'_s + R_s A_s) h_0}{R_b b (h_0 - K)} - \frac{K h_0}{h_0 - K}. \quad (28)$$

В формуле (28) обозначим:

$$\frac{(R_{sc} A'_s - R_s A_s) h_0}{R_b b (h_0 - K)} = c'. \quad (29)$$

При симметричной продольной арматуре, когда $A_s = A'_s$, в формуле (29) значение $c' = 0$.

$$\frac{K h_0}{h_0 - K} = d'. \quad (30)$$

Тогда $x = \frac{N h_0}{R_b b (h_0 - K)} - c' - d'. \quad (31)$

В формуле (31) обозначим:

$$\frac{h_0}{R_b b (h_0 - K)} = z'. \quad (32)$$

Тогда высота сжатой зоны бетона x внецентренно сжатых элементов, с учетом напряжения в продольной арматуре площадью A_s , равного σ_{sc} , из формулы (31) равна:

$$x = N z' - c' - d'. \quad (33)$$

Из формулы (33) можно определить несущую способность внецентренно сжатых элементов по величине нагрузки, когда арматура площадью A_s сжата:

$$N = \frac{x + c' + d'}{z'}. \quad (34)$$

Для определения высоты сжатой зоны бетона внецентренно сжатых элементов, с учетом эксцентриситета e и коэффициента η , подставив значение N из (34) в (8) и выполнив преобразования аналогично тому, как и в пункте 2, окончательно получим:

$$\begin{aligned} x^3 + \left[\left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{2}{R_b b z'} - N_{cr} z' - 2 h_0 + d' + c' \right] x^2 - \\ - \left[N_{cr} \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) - 2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{d' + c'}{z'} - \right. \\ \left. - R_b b h_0 (N_{cr} z' - d' - c') + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \right] \frac{2}{R_b b} x - \\ - \left[N_{cr} (d' + c') \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) - \left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{(d' + c')^2}{z'} - \right. \\ \left. - R_{sc} A'_s (h_0 - a') (N_{cr} z' - c' - d') \right] \frac{2}{R_b b} = 0. \quad (35) \end{aligned}$$

Формулу (35) можно записать в виде:

$$x^3 + b_1 x^2 - b_2 x - b_3 = 0, \quad (36)$$

где b_1 - в см; b_2 - в см²; b_3 - в см³.

Подставляя полученное значение x из (36) в (34), можно определить несущую способность внецентренно сжатого элемента по величине нагрузки, с учетом эксцентриситета e и коэффициента η , а также с учетом величины напряжения в продольной арматуре с площадью A_s , равного σ_{sc} в случае, когда эта арматура в предельном состоянии элемента работает на сжатие.

4. Определение несущей способности внецентренно сжатых элементов по варианту 2 – случай 2 (центрально сжатые элементы со случайными эксцентриситетами), когда арматура с площадью A_s в предельном состоянии сжата и выполняется условие $\xi \geq 1$, что по формуле (1) соответствует напряжению в арматуре $\sigma_s \geq -R_s$, т.е. $\sigma_s = R_{sc}$.

Дальнейший расчет выполняется с учетом влияния случайных эксцентриситетов.

Библиографический список

1. **Примеры расчета железобетонных конструкций** / под ред. М.С. Торяника. - М.: Стройиздат, 1979. - 240 с.
2. **Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры** (к СП 52-101-2003) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. - М.: ЦНИИПромзданий, 2005. - 214 с.

Е.И. РЫБНОВ, Р.С. САНЖАРОВСКИЙ (С.-Петербургский строительный ун-т);
А.И. ЗВЕЗДОВ (НИЦ "СТРОИТЕЛЬСТВО")

О НАЦИОНАЛЬНЫХ СТАНДАРТАХ ПО ЖЕЛЕЗОБЕТОНУ И ПУТЯХ ИХ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ

Основополагающие постулаты современных стандартов России по расчету несущей способности железобетона сформулированы в 1938 г. и с тех пор принципиальных изменений не претерпели. Те же основные расчетные модели использованы в нормах других стран. Эти модели не соответствуют требованиям экономичности конструкций, их надежности, общей философии европейских норм, в частности Еврокода 2 (2003).

Европейские нормы по железобетону вобрали в себя многолетние научные разработки и опыт выдающихся ученых различных стран, в том числе России. В них нашли отражение лучшие разделы национальных стандартов этих стран, мотивированные формулировки основных гипотез и предпосылок. Еврокоды несут на себе нагрузку трех уровней: регламентирующую практическое применение; гармонирующую национальные стандарты; указывающую перспективные направления развития общей теории железобетона и существующих нормативов.

В Еврокодах приняты "деформационная модель сечения" и сопровождающие эту модель гипотезы, тщательно обоснованные экспериментами. Деформационная модель сечения, общая теория упругопластических систем, существующие экспериментальные данные, требования экономичности и надежности позволяют указать дефекты национальных стандартов и необходимость их устранения.

Рассмотрим сначала раздел кратковременного нагружения железобетонных конструкций в условиях упругопластического деформирования, обуславливающего появление пластических шарниров, т.е. без учета длительных деформаций. Влияние ползучести и длительных деформаций рассматривается после проведения анализа по кратковременному нелинейному деформированию железобетона. Соединение деформационной модели сечения железобетонного элемента с общей теорией расчета сооружений позволяет построить полное поле всех предельных состояний железобетонных балок и колонн, показанное на рис. 1.

В регламентах и нормах многих стран, в том числе в России, вместо всего поля предельных состояний, заключенного между линиями ОС, СЭ, ЭЭ, ЭО, для расчетов железобетонных колонн используется одна вертикальная линия ОС. Обратим внимание на явные дефекты такой модели.

Идеализация в виде пластического шарнира устранила из поля зрения расчетов и деформации колонны, и прогибы. Возник дефект нулевой длины ко-

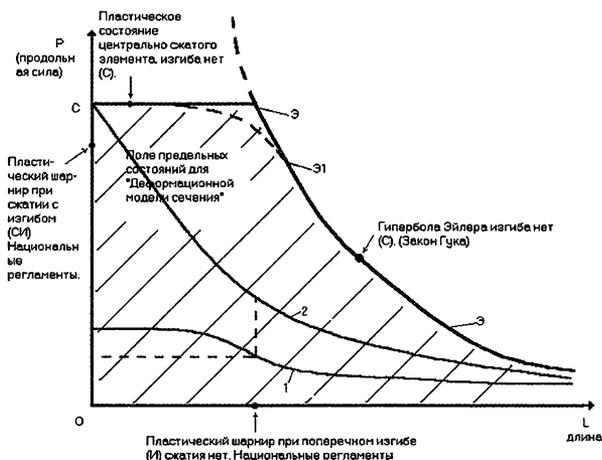


Рис. 1. Поле предельных состояний, соответствующих деформационной модели сечений железобетонных балок и колонн

лонн на линии ОС, кривизна оказывается равной бесконечности. Дефект демонстрируют линии 1 и 2 рис. 1. Линия 1 соответствует внецентренно сжатой колонне, линия 2 соответствует сжатой колонне с начальным прогибом. Каждой точке этих линий однозначно соответствуют три главных параметра колонны – сила P , длина L , эксцентриситет либо начальный прогиб. На линии ОС важные параметры длины и эксцентриситеты исчезли, образовав ситуацию неопределенности, нарушив требования надежности и экономичности результата.

При заданных значениях длины и эксцентриситета колонн пластический шарнир дает существенно искаженные результаты ввиду следующих обстоятельств: для внецентренно сжатых колонн продольная сила P оказывается сильно завышенной; для аналогичной колонны с начальным реальным прогибом продольная сила P оказывается сильно заниженной. Такие отличия можно было бы исправить двумя полученными экспериментально эмпирическими формулами. Одну формулу можно было бы применять для увеличивающейся силы, другую – для уменьшающейся силы. Но необходимых для этого достоверных экспериментальных данных нет, так как в экспериментах не учитывались особенности поведения кривых 1 и 2 (см. рис. 1).

Волевым порядком поправочный коэффициент, содержащий дефект присутствия бесконечно больших прогибов, заимствуется из приближенной упругой теории, отвергнутой пластическим шарниром. Сочетание одновременно дефекта нулевой длины

и дефекта бесконечных прогибов не могло не вызывать дискуссии в научной литературе.

Ползучесть в расчетах железобетонных колонн учитывается одним фиксированным значением эмпирического коэффициента $m_{\Delta l}$, приписываемого всему многообразию железобетонных сооружений: для сухих сред – 0,33; для влажных сред – 0,5. Для сухих сред ситуация иллюстрируется рис. 2.

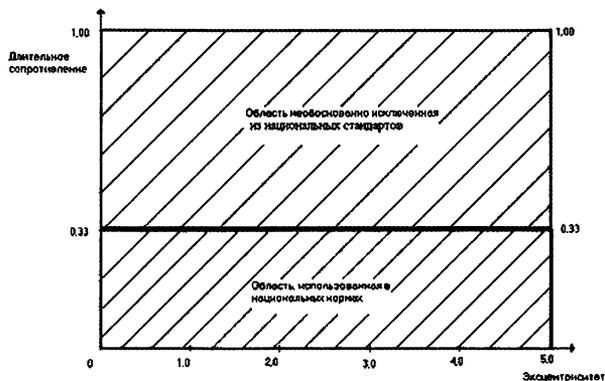


Рис. 2. Учет ползучести в расчетах железобетонных колонн (сухая среда)

Этот коэффициент учета длительного сопротивления железобетона не имеет ни экспериментального, ни теоретического обоснования. Он назначен волевым приемом. В одних случаях он дает существенные завышения, а в других – существенные занижения несущей способности конструкции.

Методика пластического шарнира была внедрена в 30 годы прошлого столетия выдающимся ученым А.А. Гвоздевым взамен отвергнутой методики упругих систем. В 1938 г. пластический шарнир вошел в нормы – ОСТ 90003-38. В последующие годы он был заимствован другими странами и стал общепризнанным.

В результате внедрения деформационной модели сечения в европейские нормы (Eurocode 2., 2003) модель пластического шарнира и соответствующая ему на рис.1 линия ОС были отвергнуты. Поле предельных состояний, соответствующих деформационной модели сечения (см. рис. 1), должно быть заполнено. Опыт такого заполнения демонстрируют нормы по расчету металлических конструкций, характеризующиеся многообразием применяемых классов стали, алюминия, других металлов.

Явление ползучести бетона вызывает необходимость дополнения данных кратковременного нагружения конструкций, показанных на рис.1,

данными по длительному сопротивлению (см. рис. 2).

Выявлено, что коэффициент $m_{\Delta l}$ – величина переменная, зависящая от эксцентриситета и коэффициента армирования железобетона. Значение $m_{\Delta l} = 0,33$ принято произвольно и не имеет ни экспериментального, ни теоретического обоснования.

Длительность существования железобетонных сооружений обусловлена прежде всего правильным учетом явления ползучести бетона, достоверностью расчетных моделей, заложенных в основу норм и стандартов. Анализ существующих нормативных методов расчета всех стран мира, в том числе европейских норм по железобетону, посвященных длительной несущей способности конструкций, выявляет повсеместное использование одного постоянного, условного по смыслу и по значению коэффициента

$$m_{\Delta l} = \frac{1}{1 + \varphi_{\infty}}$$

для уменьшения кратковременной несущей способности. Стандартная характеристика ползучести бетона φ_{∞} не учитывает многообразие железобетонных конструкций, наличие трещин, многочисленные факторы физической и геометрической нелинейности и многие другие специфические особенности железобетона.

На основе новых исследований ползучести предложено развитие теории длительного сопротивления железобетона, которое ликвидирует разрыв между расчетами кратковременной и длительной несущей способности железобетонных сооружений. Разработанная новая ветвь теории железобетона выявила наличие большого многообразия коэффициентов длительного сопротивления сооружений, отличающихся в два и более раз от значения, предусмотренного нормами.

Выявленные коэффициенты длительного сопротивления железобетона оказались зависимыми от степени армирования, эксцентриситета, прочностных характеристик бетона и арматуры, характеристик линейной и нелинейной ползучести, иных параметров материалов и конструкций. Значения коэффициентов длительного сопротивления железобетона для практических нужд могут быть представлены в виде набора таблиц. При необходимости, численные значения коэффициентов длительного сопротивления из таблиц можно представить в виде графиков или в виде эмпирических формул. Их также можно одновременно нормировать тремя указанными способами.

К сведению авторов

Статья, представляемая в редакцию журнала для публикации, должна соответствовать следующим требованиям.

1. Объем статьи не должен превышать 10-12 страниц компьютерного набора в программе Microsoft Word, межстрочный интервал – полуторный или двойной. Шрифт: Times New Roman, начертание – обычное (без переносов), размер – 14. Оптимальный объем статьи не более 15000 знаков. Необходимо приложить дискету.

Иллюстрации к статье следует представлять отдельными файлами в форматах: Photoshop TIFF, JPEG, BMP; Illustrator EPS, (все тексты в кривых); дополнительно можно помещать их в Word. Сложные формулы набирать в формульном редакторе Word.

2. Если к статье прилагаются оригиналы иллюстраций, то на обороте каждой из них мягким карандашом необходимо указать их порядковый номер и фамилию автора, в необходимых случаях пометить "верх".

3. К научной статье обязательно прилагаются аннотация и рецензия на нее ученых или ведущих специалистов в данной области.

4. Статья должна быть подписана авторами и содержать сведения обо всех авторах: фамилию, имя и отчество (полностью), место работы (полное и сокращенное название учреждения), должность, ученую степень, адрес с почтовым индексом (служебный и домашний), номера телефонов (служебный и домашний).

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО СНиП 52-01

Подготовленная к изданию редакция актуализированного СНиП 52-01 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения" (далее по тексту – актуализированный СНиП) в отличие от действующего СНиП 52-01-2003 охватывает конструкции из высокопрочных бетонов до класса В100 включительно. При этом в актуализированном СНиП были сохранены основные положения и методики расчета конструкций, принятые в действующих нормах.

Так же, как и в действующем СНиП, в качестве основного метода расчета железобетонных элементов принят метод расчета на основе нелинейной деформационной модели, а для элементов с простой формой поперечного сечения расчет допущено производить по предельным усилиям. При этом для расчета конструкций из бетона классов В70-В100 введен дополнительный коэффициент условий работы бетона (коэффициент надежности $\gamma_{b,br} = \frac{360 - B}{300}$), а в методике их расчета на основе деформационной модели скорректированы диаграммы деформирования бетона. Расчетные диаграммы деформирования бетона при расчете на основе деформационной модели допускается принимать криволинейными с ниспадающей ветвью или кусочно-линейными (двух- и трехлинейными, рис.1).

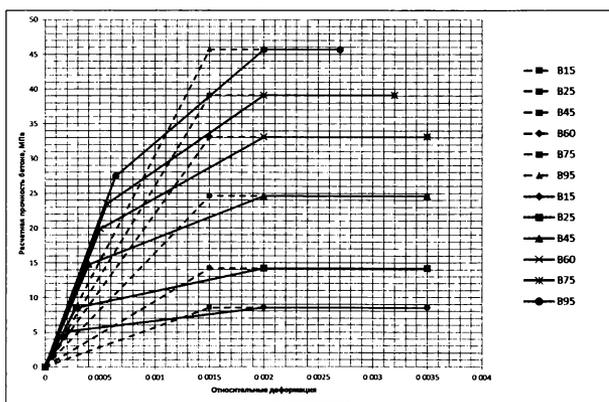


Рис. 1. Расчетные диаграммы деформирования бетонов различных классов по прочности

При публичном обсуждении редакции актуализированного СНиП некоторые специалисты высказали сомнение в надежности метода расчета по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов на основе деформационной модели при использовании двухлинейных диаграмм деформирования бетона, особенно – для элементов из бетонов класса В40 и выше. В связи с этим была выполнена проверка метода расчета путем сопоставления результатов расчета с данными испытаний опытных образцов на внецентренное сжатие.

Были изучены результаты экспериментов отечественных и зарубежных исследователей, выполненных в период с 1934-го по 2008-й год. Рассмотрены образцы прямоугольного сечения без предварительного напряжения арматуры и с поперечной арматурой в виде хомутов, установленной с шагом более $h/3$.

В общей сложности были проанализированы результаты испытаний 662 образцов различной гибкости, из них 260 образцов с кубической прочностью бетона выше 70 МПа (класса выше В60). Большая часть образцов была испытана по простой схеме нагружения – при постоянном по длине колонны значении изгибающего момента. 55 образцов было испытано на действие переменного по длине колонны изгибающего момента. 58 образцов было испытано до разрушения после предварительной выдержки под нагрузкой, из них 11 образцов имели среднюю кубическую прочность около 70 МПа и один – 110 МПа. В выборку попали образцы сечением в пределах от 100×100 до 250×400 мм, гибкостью – от 14 до 160, со средним пределом текучести арматуры от 250 до 680 МПа, с коэффициентом армирования μ от 0,1 до 7,2 и с относительным эксцентриситетом приложения продольной силы e/h от 0 до 1,3.

Распределение основных характеристик выборки испытанных образцов-колонн представлено на рис. 2. Статистическая взаимосвязь между параметрами испытанных образцов может быть охарактеризована как слабая (коэффициенты взаимной корреляции между параметрами $K < 0,3$), что свидетельствует о достаточно высокой репрезентативности выборки.

Опытные образцы были рассчитаны по прочности нормальных сечений по методикам, принятым в редакции актуализированного СНиП. Расчеты выполнили по методу предельных усилий и по деформационной модели с использованием двух- и трехлинейных диаграмм деформирования бетона (см. рис.1). Все расчеты были проведены с учетом гибкости по недеформированной схеме.

Расчеты по каждой из методик были выполнены с использованием средних характеристик материалов, установленных в эксперименте. Для каждой из методик расчета определено значение коэффициента точности расчета $K_t = N_{опыт} / N_{теор}$ (отношение опытного и расчетного значения несущей способности). При статистической обработке результатов установлено, что распределение точности методик расчета, принятых в редакции актуализированного СНиП, для внецентренно сжатых элементов близко к нормальному распределению с математическим ожиданием $K_t = 1,01$ и среднеквадратическим отклонением 0,13.

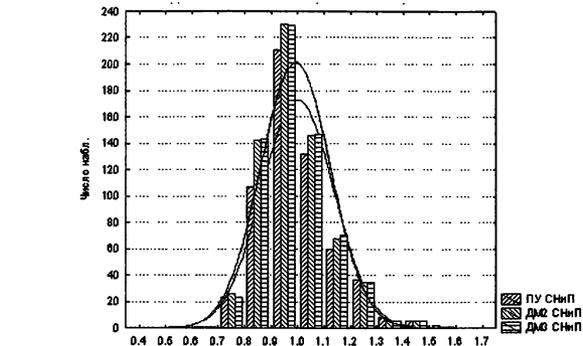
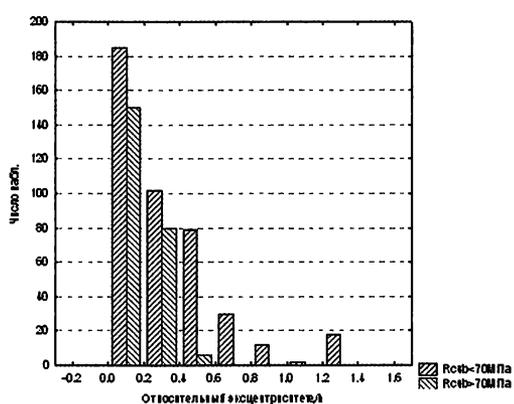
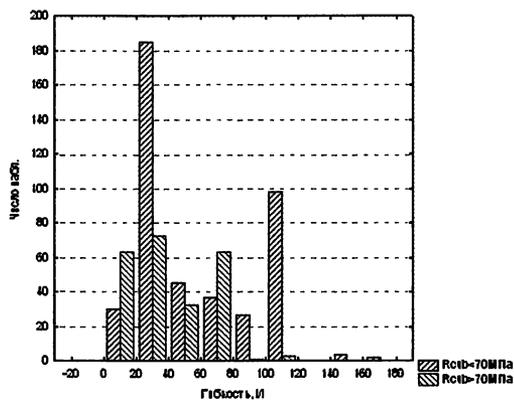
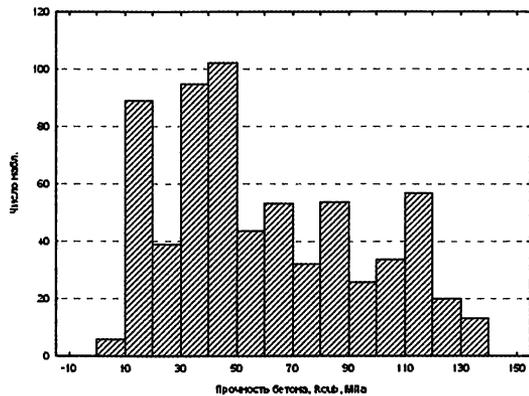


Рис. 3. Гистограммы распределений коэффициентов точности K_t для различных методик расчета и аппроксимирующие кривые

ПУ СНиП (метод предельных усилий); ДМ2 СНиП (деформационная модель с двухлинейной диаграммой); ДМ3 СНиП (деформационная модель с трехлинейной диаграммой)

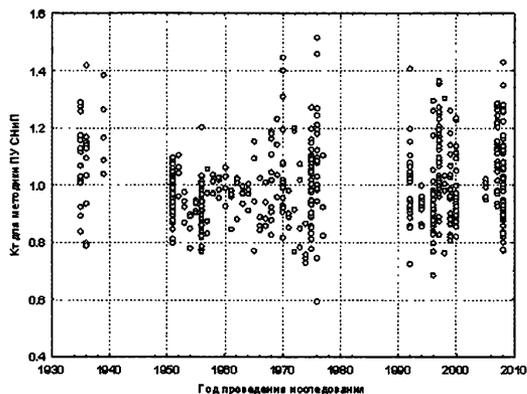


Рис. 4. Распределение значений коэффициента точности $K_t = N_{опыт} / N_{теор}$ в зависимости от года проведения испытаний для методики расчета по предельным усилиям актуализированного СНиП

Рис. 2. Распределение основных характеристик выборки опытных образцов-колонн

Сводные гистограммы распределений коэффициентов точности K_t , полученные по результатам расчетов по методикам актуализированного СНиП, представлены на рис. 3. Расчеты показали, что характеристики точности методики расчета по предельным усилиям и методики расчета по деформационной модели хорошо согласуются между собой как при использовании двухлинейной, так и трехлинейной диаграммы деформирования бетона.

Согласно представленному на рис.4 графику, результаты сопоставления расчетных значений несущей способности образцов из бетонов высоких классов с данными экспериментальных исследований последних 20 лет по своему разбросу и средним характеристикам практически не отличаются от сопоставления результатов для более ранних исследований.

Аналогичные расчеты опытных образцов были выполнены и по методике ранее действовавших

СНиП 2.03.01-84. Соотношение результатов расчета несущей способности методом предельных усилий по актуализированному СНиП 52-01 и по СНиП 2.03.01-84 с экспериментальными данными в зависимости от класса бетона представлено на рис. 5. На этом рисунке представлены также кривые зависимости средней оценки коэффициента точности методик расчета от класса бетона, полученные методом наименьших квадратов.

Из представленного на рис. 5 графика следует, что использование расчетной методики актуализированного СНиП приводит к хорошей сходимости результатов расчета с опытными данными. Для элементов из бетона класса В50 и ниже расчетные формулы актуализированного СНиП имеют такие же параметры точности расчета, как и методика СНиП 2.03.01-84. Для бетонов класса В60 и выше использование зависимостей норм СНиП 2.03.01-84 без дополнительных корректировок приводит к занижению расчетных оценок несущей способности на 10-20 %.

Вывод

Принятые в редакции актуализированного СНиП методика расчета на основе деформационной модели

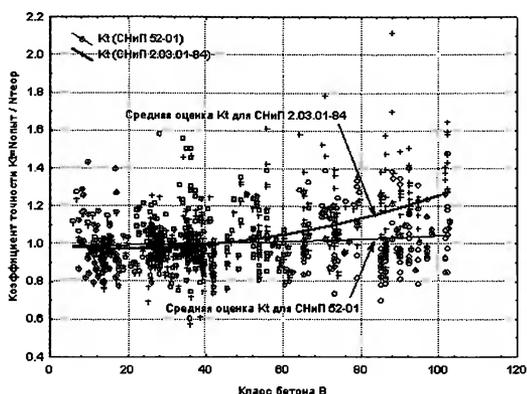


Рис. 5. Распределение значений коэффициента точности $K_t = N_{\text{опыт}} / N_{\text{теор}}$ в зависимости от класса бетона для методик расчета актуализированного СНиП и СНиП 2.03.01-84

с использованием кусочно-линейных диаграмм деформирования бетона и методика расчета по предельным усилиям позволяют с достаточной точностью

оценивать прочность нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов – в том числе и выполненных из бетонов классов В40-В100.

Памяти товарища

2 февраля 2012 г. ушел из жизни бывший генеральный директор объединения "Мосстройконструкция"

Илья Залманович Крейнин.

23 января он отметил свое восьмидесятилетие...

В его трудовой книжке только одна запись о месте работы – "Мосстройконструкция". Сюда Илья Залманович пришёл механиком после института, здесь прошёл все ступени служебной лестницы, чтобы, при всеобщей поддержке коллектива, возглавить объединение, которое стало крупнейшим поставщиком товарного бетона и раствора в Москве.



Он создал первый в мире завод-автомат по производству растворов и бетонов, работающий посекундно – подобных за рубежом в те годы не существовало. Ему удалось создать бесперебойно действующую систему обеспечения всей Москвы бетонными смесями самого высокого качества. Это он разработал и внедрил электронную систему контроля ежедневного снабжения всех 2000 объектов города. Благодаря его инженерной мысли появились скоростные смесители как для заводов, так и приобъектные. Блочная система производства, транспортировки и монтажа заводов – это также его заслуга. Ни одно предприятие, кроме объединения "Мосстройконструкция", не имело в СССР разрешения Госстроя строить заводы-автоматы самостоятельно, по собственным идеям, идеям И.З Крейнина.

Забота о рабочих в те сложные времена сделало объединение исключительным местом, где полностью разрешился квартирный вопрос, в заводской столовой всегда были мясные блюда и мясные полуфабрикаты, отличники и ветераны труда получали в подарок автомашины. На каждом из 13 заводов объединения были созданы прекрасные условия для отдыха и релаксации рабочих. О положении в семье всех работников огромного объединения Илья Залманович знал и лично помогал решить непростые проблемы.

Он всюду успевал и никогда не был груб с подчинёнными. В нём совмещались технический гений с огромными организаторскими способностями, обширнейшие знания литературы, искусства, политики с высочайшими человеческими качествами. Он очень любил свою семью, трепетно относился к своим внукам...

Ушёл навсегда редкостный человек, каких природа создаёт мало, штучно. Он был не только Директором, он был учителем и примером везде и всем. Память об Илье Залмановиче Крейнине навсегда сохранится в сердцах тех, кто его знал и кому посчастливилось с ним работать.

О.В. АЗЖЕУРОВ, асп. (Юго-Западный государственный ун-т, г. Курск)

МЕТОДИКА РАСЧЕТА РАМНО-СТЕРЖНЕВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СИСТЕМ НА ЖИВУЧЕСТЬ ПРИ ВНЕЗАПНЫХ ЗАПРОЕКТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

В настоящее время рост запроектных и эколого-агрессивных воздействий техногенного и природного характера требует поиска новых подходов к концепции создания и эксплуатации зданий и сооружений, в которой приоритетными выступают требования, определяемые понятиями "конструктивная безопасность" и "живучесть". Конструктивная безопасность зданий и сооружений является характеристикой их неразрушимости в течение расчетного эксплуатационного периода. Под живучестью понимается свойство конструкции выполнять заданные функции в полном или ограниченном объеме при отказе одного или нескольких элементов конструктивной системы.

Базовые положения конструктивной безопасности зданий и сооружений в принципе содержатся в действующих нормах, в частности в методе предельных состояний. Однако при расчете конструктивных систем с помощью деформационных моделей по предельным состояниям для анализа живучести невозможно определить зону, характер и величину запроектного воздействия, не всегда такие воздействия носят однопараметрический характер.

Поэтому в качестве критериев отказа рамной системы мы считаем нарушение условия равновесия в образовавшихся пластических шарнирах, когда приложение относительно небольшой дополнительной нагрузки к системе приводит к неадекватно большому росту деформаций в критических сечениях конструкции. Расчет рамных конструкций предложено производить с использованием неординарного смешанного метода, разработанного И.Е. Милейковским, В.И. Колчуновым [2, 3]. Анализ живучести сводится к определению критического значения параметрической нагрузки, при которой образуется одна из возможных схем разрушения конструкции (рис. 1). Схемой разрушения называется такой набор отказавших сечений, который превращает конструкцию в кинематически изменяемую систему.

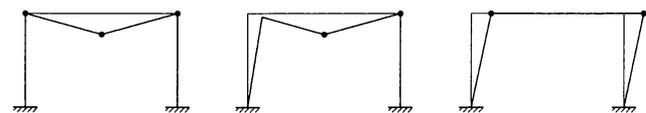


Рис. 1. Схемы разрушения рамы

За критерий живучести рамы принимается величина силового нагружения, при которой рассматриваемая система переходит в изменяемую систему (без лишних связей). Для превращения n -раз статически неопределимой системы в геометрически из-

меняемую необходимо исключить из нее не менее $(n + 1)$ связей.

При внезапном приложении запроектной нагрузки в конструктивной системе возникают динамические догружения и при расчете к величине статической нагрузки должна добавляться динамическая составляющая. На начальном этапе часть нагрузки q , при действии которой не происходит выключения связей (нагрузка от собственного веса), считается постоянной. Остальная часть – переменная нагрузка P изменяется пропорционально параметру λ , причем изменение переменной нагрузки происходит пропорционально этому параметру.

Требуется определить минимальное значение параметра λ , при котором будет исчерпана несущая способность системы, т.е. система станет статически изменяемой (система превратится в механизм). Расчетная схема и основная система неординарного смешанного метода приведены на рис. 2.

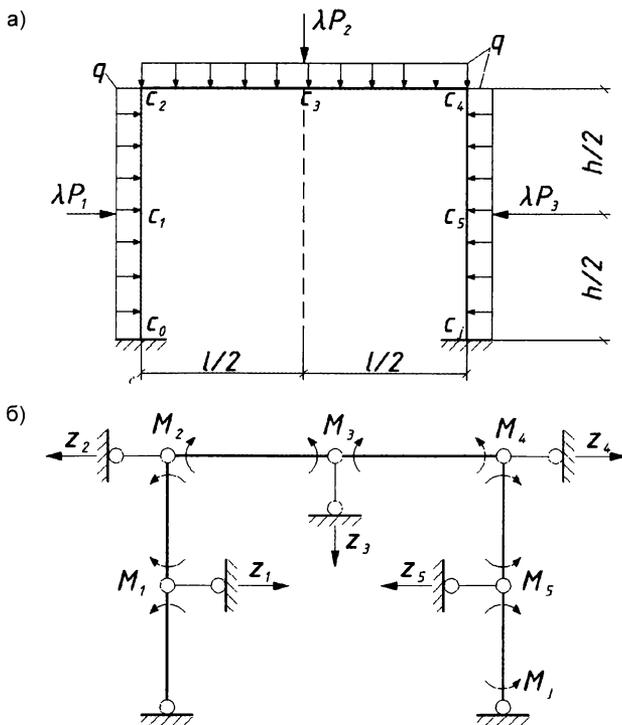


Рис. 2. Расчетная схема (а) и основная (б) система неординарного смешанного метода для анализа живучести рамы

Основная система принимается в виде шарнирного полигона с удаленными в местах возможного выключения связей и заменой их влияния неизвестными изгибающими моментами M_j ($j = 1, 2, \dots, k$) (см. рис. 2, б). Если при удалении связей образуется гео-

метрически изменяемая система, то накладываются дополнительные линейные связи Z_m ($m = k + 1, \dots, n$). Пусть при значении параметра нагрузки $\lambda = \lambda_m$ в основной системе выключится j -я связь. Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения, на рис. 2, а эти сечения обозначены c_0, c_1, \dots, c_j .

Найти значение параметра λ_m можно, используя систему канонических уравнений смешанного метода:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^k \delta_{ij} M_j + \sum_{m=k+1}^n \delta'_{im} Z_m + \Delta_{iq} + \\ + \delta_{ip} \lambda = 0, (i = 1, 2, \dots, k) \\ \sum_{j=1}^k r'_{ij} M_j + \sum_{m=k+1}^n r_{im} Z_m + R_{iq} + \\ + r_{ip} \lambda = 0, (i = k + 1, 2, \dots, n) \end{aligned} \right\}, \quad (1)$$

где $\delta_{ij}, \delta'_{im}, r'_{ij}, r_{im}$ - коэффициенты при неизвестных (единичные перемещения и реакции) в канонических уравнениях смешанного метода, для данной системы $r_{im} = 0$; Δ_{iq} и R_{iq} - грузовые коэффициенты (соответственно перемещения и реакции) от постоянной нагрузки q ; δ_{ip} - перемещения по направлению i -ой удаленной связи от внешней параметрической нагрузки P при $\lambda = 1$, в данной системе $\delta_{ip} = 0$; r_{ip} - реакция в i -ой наложенной связи основной системы от внешней параметрической нагрузки P при $\lambda = 1$.

В матричной форме записи уравнения (1) принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} A\bar{M} + B\bar{Z} + \bar{\Delta}_q + \bar{\delta}_p \lambda = 0 \\ C\bar{M} + D\bar{Z} + \bar{R}_q + \bar{r}_p \lambda = 0 \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

где $A, B, \bar{\Delta}_q, \bar{\delta}_p, C, D, \bar{R}_q, \bar{r}_p$ - матрицы коэффициентов неизвестных смешанного метода.

Исходя из свойств систем канонических уравнений смешанного метода, имеем:

$$C = -B^T, \quad (3)$$

где индекс T означает операцию транспонирования.

Матрица $D = 0$ для основной системы смешанного метода.

Таким образом, для данной расчетной схемы запишем систему (2) в виде матричного уравнения:

$$\begin{bmatrix} A & B \\ -B^T & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \bar{M} \\ \bar{Z} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{\Delta}_q \\ \bar{R}_q \end{bmatrix} \cdot \lambda = 0. \quad (4)$$

Решением данного уравнения будет:

$$\begin{bmatrix} \bar{M} \\ \bar{Z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{M}_q \\ \bar{Z}_q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{m}_p \\ \bar{z}_p \end{bmatrix} \cdot \lambda = 0. \quad (5)$$

Значения усилий в выключающихся связях от суммарного воздействия заданной и параметрической нагрузок определяются по формуле:

$$M_j = M_{jq} + m_{jp} \lambda, (j = 1, 2, \dots, k), \quad (6)$$

где M_{jq} и m_{jp} - соответственно j -ые элементы матриц столбцов \bar{M}_q и \bar{m}_p .

Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения, характеризуемого наступлением явления текучести в этой связи при изгибе (пластический шарнир с ограниченной ветвью деформирования) или хрупкого разрушения (условный хрупко-пластический шарнир - разрыв связи в двухкомпонентном материале). Тогда для всех усилий в выключающихся связях должна удовлетворяться система неравенств:

$$|\bar{M}_j| = |M_{jq} + m_{jp} \cdot \lambda| \leq M_{j,np}^d, (j = 1, 2, \dots, k), \quad (7)$$

где $M_{j,np}^d$ - предельное значение динамического усилия в j -ой связи при внезапном выключении из работы.

Из множества решений системы неравенств минимальное значение параметра $\lambda = \lambda_m$, при котором в наиболее нагруженной связи достигается предельное значение, т.е. происходит ее внезапное выключение. Тогда:

$$\lambda_m = \min \left(\frac{M_{j,np}^d \pm |M_{jq}|}{m_{jp}} \right), (j = 1, 2, \dots, k), \quad (8)$$

где знак (-) в числителе принимается, если знаки M_{jq} и m_{jp} совпадают; а знак (+), если они противоположны.

Следовательно, при изменении параметра $\lambda \in [0, \lambda_m]$ работает исходная схема со всеми включенными связями. Предельное усилие при статическом и внезапном динамическом приложении параметрических нагрузок различно [1].

В результате преобразований получим значения параметров λ_m :

$$\lambda_{mi} = \lambda_{m,j-1} + \Delta \lambda_{m,j-1}, \quad (9)$$

где $\Delta \lambda_{m,j-1}$ - приращение параметра $\lambda_{m,j-1}$.

Критерием живучести рамы будет образование геометрически изменяемой системы после выключения очередной связи. Для выявления этого критерия λ_m вычисляется определитель матрицы коэффициентов при неизвестных. Если определитель равен нулю, то имеем геометрически изменяемую систему. В противном случае живучесть системы не исчерпана, и решение следует продолжать.

Полученные результаты теоретических исследований позволяют сказать, что при расчете рамных железобетонных конструкций в дополнение к расчету по предельным состояниям целесообразно

1. **Гениев, Г.А.** Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. - М.: Изд-во АСВ, 2004. - 215 с.
2. **Милейковский, И.Е.** Применение теории призматических складок к построению рационального неординарного смешанного метода расчета рамных систем [Текст] / И.Е. Милейковский // Пространственные конструкции зданий и сооружений, вып. 7. - М.: НИИЖБ, ЦНИИСК, 1991. - С. 48-53.
3. **Милейковский, И.Е.** Неординарный смешанный метод расчета рамных систем с элементами сплошного и составного сечения [Текст] / И.Е. Милейковский, В.И. Колчунов // Известия ВУЗов. Строительство. - 1995. - №7-8 - С. 32-37.

проведение расчета на наиболее вероятные варианты запроектных воздействий. Для этого необходимо последовательное рассмотрение внезапного выключения опор, угловых связей в узлах сопряжения железобетонных элементов конструктивной системы и других опасных, с позиции живучести, выключений.

Таким образом, для исключения прогрессирующих разрушений при запроектных воздействиях и повышения живучести железобетонных рам, целесообразна разрезка рамных систем по длине шарнирными связями (устройство конструктивных шарниров).

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

Г.Н. ПШЕНИЧНЫЙ, канд. техн. наук (Кубанский государственный технологический ун-т)

О НЕКОТОРЫХ АСПЕКТАХ ПОЗДНЕЙ ВИБРАЦИИ БЕТОНА

Многие, вероятно, обращали внимание на странные работы, выполняемые при монолитном строительстве многоэтажных каркасных зданий: обжати обоями из силового проката растрескивающихся колонн вначале подвальных помещений, затем последующих (по мере перемещения вверх фронта формовочных работ) этажей. Быть может, эта мера предусмотрена регламентом проведения работ или нагружение колонн вновь бетонируемым массивом не соответствует темпам набора бетоном прочности? Вряд ли. Усиление конструкций – вынужденное мероприятие для предотвращения надвигающейся аварийной угрозы. Да и контролю передаточной прочности бетона при возведении подобных сооружений уделяется пристальное внимание. Выявление природы и закономерностей деструкции имеет огромное значение с позиций повышения надежности железобетонных конструкций.

Эта проблема может быть решена при условии уточнения сущности отвердевания цементных систем и структурной особенности затвердевшего композита. В основе взаимодействия гетерогенной цементной системы, характеризующейся наличием активных центров (неустойчивых связей ионов кальция) твердой фазы и полярными кооперативными свойствами жидкой среды, лежат поверхностные явления. В момент соприкосновения компонентов на границе раздела фаз формируется переходной энергетический комплекс, обнаруживаемый микроскопией в виде локально рассредоточенных на поверхности клинкерной подложки сферических дипольных образований [1, 2] с диаметром до 0,5...1,0 мкм (рис. 1). При этом на увлажненной поверхности зерна (Б) эти образования имеют ярко выраженные контуры границ и размытые, не четко просматривающиеся - на увлажненной, под незначительным водным слоем

(А). Данный момент указывает на наличие в дипольных сгустках границы раздела фаз "вода - газ", т. е. их пористое (шатровое) строение и подтверждает справедливость ранее представленной схемы строения полимолекулярного адсорбционного слоя (рис. 1 [3]).

Метастабильность переходного комплекса связана с наличием в дипольных сводчатых формированиях огромного количества энергетически ненасыщенных активных центров твердой фазы и динамизмом (постоянным колебательным и вращательным тепловым движением) адсорбированных диполей. Развитие комплекса включает последовательное разрушение сетки водородных связей, концентрацию диполей у адсорбционных центров, возбуждение системы (накопление собственной энергии), достижение критического уровня, разрушающего его водородные и химические связи. Часть ионов кальция из структуры минералов выталкивается в жидкую среду (начало основного экзотермического эффекта), появившиеся высокореактивные продукты распада молекул воды (гидроксильные группы, гидроксоний) взаимодействуют с "гидролизными остатками" твердой фазы. Образовавшийся гидросиликатный продукт в виде рассредоточенных аморфных скоплений покрывает поверхность цементных частиц. Интенсивное потребление зернами очередной порции диполей приводит к развитию в межзерновых пустотах "движущей силы" отвердевания – вакуума [4], организующего цементную систему. Следующему гидратационному акту предшествует отмеченная последовательность энергетических преобразований.

Гидратационное твердение портландцемента включает, таким образом, чередование индукционных (подготовительных) периодов и быстротечных (взрывообразных) моментов образования гидрата,

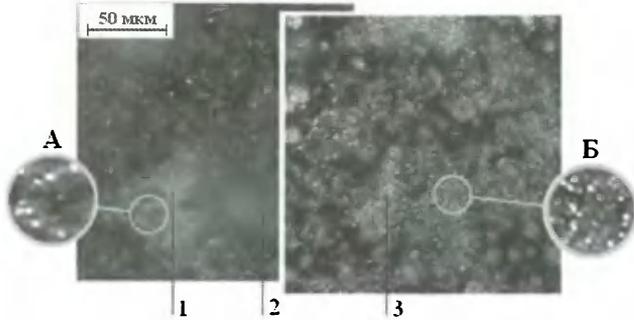


Рис. 1. Общий вид обнаженной поверхности клинкерного зерна с нанесенной каплей воды (микроскоп Рейхарда; отраженный монохроматический свет со средней длины волны 535 нм)

1 - периферийный участок капли; 2 - массив капли; 3 - неувлажненная поверхность зерна

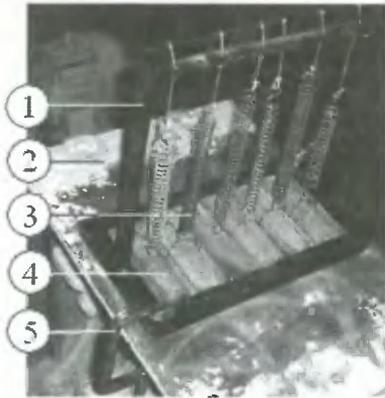


Рис. 3. Общий вид установки для испытания нагруженных образцов-пластин

1 - рама стенда; 2 - виброплощадка; 3 - пружина растяжения; 4 - контрольные образцы; 5 - струбцина

что в полной мере согласуется с давно известной "скачкообразностью" (по В.А. Кинду) структурообразующего процесса. В первые часы "нормального" твердения (до максимума тепловыделения) гидратообразование протекает стадийно с полуторачасовым (90 ± 10 мин) интервалом. По мере уменьшения в системе активных диполей, снижения поверхностной энергии клинкерных зерен интервал гидратообразования увеличивается, к суткам исчисляется часами, месяцам – сутками, годам – месяцами, десятилетиям – годами.

В стадийно протекающих по изложенной схеме гидратационных процессах продукты последовательно заполняют поверхность клинкерных частиц. Развивающийся вакуум обеспечивает стяжение системы, появление вначале малопрочных (коагуляционных) контактов цементных зерен посредством гидратных оболочек с последующим упрочнением и уплотнением контактных зон, формированием и упрочнением цементного камня – микробетона, материала состоящего из поверхностно гидратированных клинкерных зерен (играющих основополагающую роль "крупного заполнителя"), склеенных аморфным гидросиликатом. Взаимодействие реагентов протекает в плотной области двойного слоя, в связи с чем водоцементный фактор и наличие заполнителя не оказывают влияния на качественный ход процесса. Гидратация цементных зерен имеет не глубинный, а исключительно поверхностный характер. На это об-

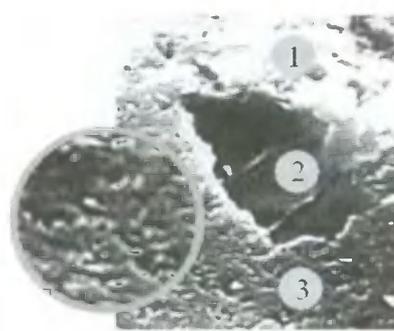


Рис. 2. Фрагмент поверхности затвердевшего цементного зерна

1 - удаленная гидратированная поверхность; 2 - внутренний объем зерна; 3 - фронтальная механически не нарушенная гидратная оболочка

стоятельство указывают отсутствие "габаритных метаморфоз" цементных зерен через месяцы и десятилетия твердения, мизерная толщина гидратированного продукта (см. рис. 1 [5]), а также после полной гидратации цемента в результате многократного затворения, пропаривания, испытания образцов и измельчения камня (рис. 2 [5]).

Особенностью цементного камня является наличие на гидратированной поверхности зерен локально рассредоточенных относительно равновесных энергетических структур "остаточные активные центры – адсорбированные кластеры". Эти структуры (сохраняющиеся неопределенно продолжительное время) обнаруживаются электронной микроскопией в виде сферических пор в механически ненарушенной гидратной оболочке диаметром до 0,1..0,2 микрона (см. рис. 2), цилиндрических каналов с рваными "чешуйчатыми" краями, полостей в разрушенной гидросиликатной массе (рис. 3 [5]). Не прекращающееся их развитие приводит к химическим взаимодействиям на поздних этапах, в условиях сложившейся структуры микробетона, что сопровождается возникновением внутренних напряжений, "пилообразным" (по Л.А. Малининой) набором прочности, ее сбросами спустя месяцы, годы и десятилетия (по С.А. Миронову, Е.Н. Малинскому).

Деструкция микробетона в результате естественной поздней гидратации портландцемента не приводит, как правило, к массовому и повсеместному разрушению железобетона и аварийным ситуациям. Это связано с "асинхронностью" гидратационного процесса на цементных зернах, ввиду неизбежного температурно-влажностного разброса по объему твердеющего бетона, соответственно, формирования указанных остаточных структур в затвердевшем композите с различным "энергетическим потенциалом". В то же время известны примеры разрушения железобетонных конструкций и сооружений при отсутствии агрессивного воздействия эксплуатационной среды, "без видимых на то причин", что можно воспринимать как исключительные случаи поздней гидратации и деструкции, вероятностью которых не следует пренебрегать в строительной практике.

Основная опасность подстерегает при синхронизации процесса на подавляющем большинстве клинкерных частиц, что может быть достигнуто многими внешними воздействиями: температурными [6], электромагнитными [7], химическими, акустически-

ми, в том числе силовыми и вибрационными. Эстафетное разрушение сетки водородных связей, активация адсорбционно связанной в цементном камне воды приводит к ранее указанной последовательности развития остаточных энергетических структур, химизму явления и деструкции микробетона.

Бетон хорошо работает при сжатии, чего не скажешь о нагружении конструкции изгибаемыми (растягивающими, крутящими) усилиями, при которых даже незначительные структурные изменения могут быть причиной серьезных последствий. В табл. 1 приведено время разрушения нагруженных центральной сосредоточенной изгибаемой нагрузкой (10 кгс) образцов-пластин (160×40×10 мм) при воздействии вибрации промышленной частоты и различной амплитуды (см. рис. 3). Как видно:

1) разрушение образцов имеет место через довольно близкий временной интервал, составляющий около 75±10 мин (только два показателя: 35 ($B/\Omega = 0,28$) и 174 мин (0,30) не вписываются в данную закономерность);

2) разрушение имело место для образцов с низким и высоким значением водоцементного фактора (образцы с $B/\Omega = 0,24 \dots 0,26$ показали повышенную вибрационную стойкость);

3) амплитуда колебаний (во всяком случае, в диапазоне 0,19...0,92 мм) не оказала заметного влияния на интенсивность деструктивных и разрушительных проявлений.

Таблица 1

Действие амплитуды колебаний на деструкцию цементного камня

Амплитуда колебаний, мм	Время (в минутах с момента начала вибрирования) разрушения образцов-пластин с B/Ω					
	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32
0,28 ± 0,09	74	–	–	–	174	85
0,57 ± 0,05	60	–	–	35	–	70
0,86 ± 0,06	–	–	–	69	71	86

Близкий интервал "стойкости" подавляющего числа виброобработанных образцов указывает на явную закономерность процесса, связанную с "внутренними" гидратационными причинами. Активированная вибрацией система проходит ранее отмеченную стадию развития и распада, составляющую по продолжительности 75±10 мин. При этом не следует полагать, что цементные зерна – "одновременно запущенные хронометры". При твердении неизбежен температурно-влажностный градиент по объему бетона, приводящий к формированию в микробетоне остаточных негидратированных зон с различной степенью "энергетической зрелости". Для некоторых зон достаточно незначительного "вибрационного толчка" для осуществления гидратационных преобразований (35-минутный интервал для цементного камня с $B/\Omega = 0,28$); деструкция других составов наблюдается в очередном инициированном вибрацией гидратационном акте спустя 90±10-минутный индукционный период

(174-минутный интервал для камня с $B/\Omega = 0,30$).

Как видно, повышенная стойкость образцов имеет место при оптимальном водоцементного фактора, находящегося в интервале от 0,24 до 0,26. По всей вероятности, в данном диапазоне водосодержания приобретает рациональное соотношение таких параметров, как степень поверхностной гидратации цементных зерен, качество (плотность, прочность) контактных зон микробетона и толщина (энергия водородных связей) остаточных полимолекулярных слоев адсорбированных диполей, что и обеспечивает повышенную стабильность композита.

Образцы на основе пластифицированных (г/п VC 5600, ООО "Зика", г. Москва) составов в подавляющем большинстве случаев выдержали вибрационное уплотнение продолжительностью до 1,5...3,0 ч (разрушился лишь образец с $B/\Omega = 0,28$ через 71 мин вибрирования). Однако факт столь неожиданной вибрационной стойкости пластифицированного цементного камня вряд ли можно отнести к бесспорно позитивному, учитывая несовместимость "движущих сил" пластификации и отвердевания цементных систем и ряд ранее отмечавшихся [8] проблем.

Совершенно иная картина наблюдается при введении в цементный состав добавок-электролитов: поташа, хлоридов натрия и калия – интервал стойкости образцов при вибрационных воздействиях колеблется от нескольких единиц до нескольких десятков минут (табл. 2). Использование в качестве добавки хлорида кальция ($CaCl_2$) не привело к разрушительным последствиям.

Таблица 2

Время разрушения цементного камня с добавками-электролитами

Вид добавки	Время (в минутах с момента начала вибрирования) разрушения образцов с B/Ω и содержанием добавки (%)					
	0,26			0,30		
	0,5	2,0	5,0	0,5	2,0	5,0
K_2CO_3	20	Не исп.	Не исп.	–	28	24
NaCl	23	13	6	8	8	7
KCl	–	66	21	–	106	53
$CaCl_2$	–	–	–	–	–	–

Примечание: образцы с $B/\Omega = 0,26$ и расходом поташа 2,0 и 5,0 % не изготавливались ввиду быстрого загустевания смеси и невозможности проведения формовочных работ

Влияние добавок-электролитов на твердение цементных составов вряд ли продуктивно рассматривать в свете химических превращений, образования двойных, тройных и тому подобных комплексных соединений, экранирующих клинкерные частицы (при объяснении причин замедления темпов твердения бетонов) или, наоборот, являющихся поставщиками дополнительных порций "кристалликов" в общий кристаллогидратный сросток (при ускорении процесса). Действие этих добавок связано с внесением в кластер из молекул воды дополнительных зарядов,

резко изменяющих полимолекулярную структуру и свойства жидкой среды [9]. Одни добавки способствуют формированию мощных структурированных водных систем, снижению подвижности и реакционной активности диполей (положительная гидратация ионов по О.Я. Самойлову), другие – разрушению водородных связей кластеров, повышению активности и реакционной способности воды (отрицательная гидратация). Представителями первой разновидности добавок являются поташ, хлориды натрия и калия, второй – хлористый кальций.

При этом вызывает недоумение то обстоятельство, что отмеченные добавки, несмотря на принципиально отличный механизм действия и достигаемый результат, отнесены к одной группе добавок, "ускоряющих схватывание бетонных смесей и твердение бетона" (ГОСТ 24211-91). Причина этого недоразумения – некорректное использование требований ГОСТ 310.3-76 (1992) [10]. Если хлористый кальций - действительно общепризнанный ускоритель, применявшийся еще на заре развития технологии тяжелых и легких бетонов [11, 12], то ускоряющие функции совершенно не приемлемы для поташа (хлоридов натрия, калия и др.). Последний, "кристаллизуя" воду, формируя комплексы типа $(K^+(H_2O)_n)$, применяется как противоморозный продукт, понижающий температуру льдообразования, позволяющий тем самым производить бетонные работы в зимних условиях. В то же время известно существенное ухудшение капиллярно-пористой структуры и всех свойств (прочности, плотности, морозостойкости) бетонов с противоморозным компонентом, причем это ухудшение напрямую зависит от количества введенной добавки.

Причина столь негативной ситуации очевидна – "увод" значительной части воды из электрохимического гидратационного процесса в ассоциированные комплексы, образование в структуре цементного камня "оводненных" микрообъемов, соответственно, повышенной влажности, пористости, долговечности затвердевшего композита. К данному ассортименту недостатков следует добавить не менее значимый: катастрофическое снижение надежности модифицированных противоморозной добавкой бетонов в условиях вибрационных (тем более, температурных, электромагнитных, силовых и др.) воздействий. Разрушение относительно слабых электростатических связей структурированных диполей, активация жидкой среды приводит к гидратации остаточных активных центров клинкерных частиц, возникновению собственных напряжений, микротрещинообразованию, ослаблению межзерновых связей микробетона и неизбежной деструкции бетонов.

Действие хлористого кальция (даже при расходе, не превышающем 1,0 % от массы вяжущего) аналогично твердению обычных цементных систем при температуре около 40...45 °С – доведение стадийности гидратационного и структурообразующего процессов до 50±5 мин [10]. Таким образом, добавка практически вдвое интенсифицирует твердение бе-

тонов, по сравнению с обычными температурными условиями. Более полная поверхность гидратации цементных частиц при этом определяет повышенную эксплуатационную надежность бетонов, что подтверждается отсутствием разрушения образцов с данной добавкой (см. табл. 2). В связи с этим нельзя не согласиться с появляющимся в последнее время мнением о необходимости пересмотра и уточнения многих традиционно устоявшихся, малообоснованных и не отвечающих современным тенденциям развития строительного бетоноведения взглядов и представлений. Это, в частности, относится и к практическому использованию незаслуженно гонимого хлорида кальция как эффективного средства интенсификации производства, повышения качества и надежности бетонной и железобетонной продукции.

Следует заметить, что прочностной показатель вибрируемого бетона - далеко не стабильный, а динамичный, меняющийся параметр, в значительной мере зависящий от времени проведения испытаний. Как видно из полученных результатов (рис. 4), начальное снижение сменяется увеличением прочности, приобретением в итоге величин, не только достигающих, но и нередко значительно превышающих исходные. Вибрирование активизирует адсорбционно-связанную воду, провоцируя гидратационные явления. Появляющиеся с увеличением объема новообразования расклинивают ранее сформировавшийся продукт, являются источником внутренних напряжений, причиной ослабления структурных связей микробетона и сбросов прочности. В то же время дополнительные порции гидросиликатного клея залечивают микродефекты, повышают плотность и прочность цементного камня. Отсюда следует, что при внешних (температурных, электромагнитных, силовых, вибрационных и др.) активизирующих гидратационные процессы воздействиях существует своеобразный реабилитационный (адаптационный) период восстановления структуры и свойств цементного композита. При этом определяющая роль в надежности бетона (железобетона) принадлежит конкретным эксплуатационным условиям. Ненагруженный или частично нагруженный сжимаемый бетон вряд ли испытает какие-либо неудобства при указанных внешних воздействиях. И весьма неопределенные последствия ожидают бетонную или железобетонную конструкцию, работающую под нагрузкой.

Таким образом, вибрация цементных бетонов является далеко не безобидным, а заслуживающим пристального внимания деструктивным фактором. Возвращаясь к упоминавшейся в начале статьи проблеме монолитного производства, можно отметить, что передающаяся через арматурные элементы на затвердевшие колонны вибрация (с неизбежными резонансными явлениями) инициирует гидратационный процесс. Вновь образующийся гидрат ослабляет контактные зоны микробетона, приводит к недопустимым деформациям ползучести и трещинообразованию конструкций. И если своевременно не

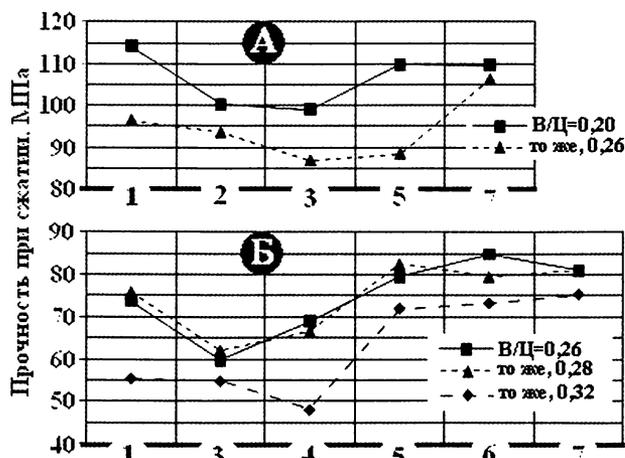


Рис. 4. Прочность пластифицированных (А) и бездобавочных (Б) образцов: эталонных (1), через 15 (2), 30 (3), 75 (4) минут вибрации, спустя три часа (5), одни (6) и трое (7) суток после уплотнения

предпринять предупредительных мер, аварийной ситуации не избежать. Однако уточненный механизм рассматриваемой деструкции позволяет сформулировать ряд технологических приемов, позволяющих повысить структурную стабильность микробетона и железобетонной продукции. Надежность и безопасность цементных бетонов зависит от полноты и завершенности поверхностных гидратационных преобразований клинкерного зерна, для чего рекомендуется:

1) исключить применение в технологии ответственных несущих железобетонных конструкций противоморозных добавок-электролитов, "кристаллизующих" воду, препятствующих полноте гидратационных явлений, ухудшающих долговечность и все свойства бетонов;

2) оптимизировать количество воды затворения, что позволит достичь рационального соотношения таких аспектов, как степень поверхностной гидратации цемента, качество контактных участков микробетона, энергетический потенциал остаточных негидратированных зон;

3) активировать воду затворения (тепловой обработкой, электрофизическим воздействием, введением в бетонную смесь ускорителя $CaCl_2$ и др.), что позволит интенсифицировать твердение, обеспечить предельно возможную полноту гидратационных процессов;

4) проявлять осторожность при оперировании современными гиперпластификаторами, принимая во внимание их малое соответствие самоорганизующейся и упрочняющей под действием развивающегося в межзерновых пустотах вакуума цементной композиции;

5) для повышения пластичности и жизнеспособности бетонной смеси использовать структурно совместимые с цементной системой минеральные модификаторы (глиняный шлам, гашеную известь, оптимальную гранулометрию дисперсных компонентов и др.);

6) оценивать действие добавок, составов, консистенций смесей, условий твердения и других тех-

нологических факторов на надежность бетонов в условиях вибрационных (температурных, электромагнитных и др.) воздействий представленной в настоящей работе методикой испытания образцов;

7) совместно с интенсифицирующими режимами (п.3) осуществлять в пластической стадии циклическую виброактивацию твердеющих несущих железобетонных конструкций путем многократного уплотнения в моменты самоорганизации вяжущей системы;

8) как можно более длительное время (вплоть до отделочных работ) предохранять открытые поверхности монолитных несущих конструкций (колонн, стен, шахт лифтов и др.) от пересушивания и обезвоживания надежными защитными покрытиями;

9) обрабатывать конструкции перед эксплуатацией активизирующими (температурными, электромагнитными, вибрационными и др.) воздействиями, что позволит адаптировать структуру микробетона к возможным форс-мажорным ситуациям, повысить тем самым его надежность;

10) на поздних этапах целесообразна "консервация" структуры микробетона путем его высушивания до постоянной массы и пропитки (облицовки) влагозащитными составами и материалами, что исключит вероятность поздних гидратационных процессов;

11) в эксплуатационный период предохранять структурно не адаптированные несущие железобетонные конструкции даже от кратковременного воздействия вибрации с любыми параметрами колебаний (при вероятности ситуации предусмотреть изолирующие меры).

Библиографический список

1. Ли Ф.М. Химия цемента и бетона. - М.: Госстройиздат, 1961. - 646 с.
2. Физико-химические основы формирования структуры цементного камня / Л.Г.Шлынова, В.И.Чих, М.А.Саницкий и др. - Львов: Изд. Львовского государственного университета, 1981. - 160 с.
3. Пшеничный Г.Н. Электрохимическая схема твердения портландцемента // Бетон и железобетон. - 2009. - №1. - С. 27-30.
4. Скрамтаев Б.Г., Панфилова Л.И. Исследование влияния вакуума в твердеющих цементах // Труды НИИЦементов. - М.: Промстройиздат, 1949. - Вып. 2.
5. Пшеничный Г.Н. К вопросу о поверхностном механизме твердения портландцемента // Технологии бетонов. - 2010. - № 3-4. - С. 36-37.
6. Пшеничный Г.Н. К вопросу о "саморазрушении" бетона // Бетон и железобетон. - 2006. - № 4. - С. 15-18.
7. Ермолаев Ю.М., Родионов Б.Н., Родионов Р.Б., Стехин А.А., Чистов Ю.Д. Влияние поляризованных электромагнитных волн на прочность бетонов//Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2006. - № 3. - С. 65.
8. Пшеничный Г.Н. "Обратная сторона" самоуплотняющихся бетонных смесей//Популярное бетоноведение. - 2009. - № 2 {28}. - С. 35-38.
9. Дерягин Б.В., Овчаренко Ф.Д., Чураев Н.В. Вода в дисперсных системах. - М.: Химия, 1989. - 286 с.
10. Пшеничный Г.Н. О механизме действия некоторых добавок-электролитов//Технологии бетонов. - 2009. - № 6. - С. 48-51.
11. Москвин В.М. Ускорение твердения бетона введением специальных добавок // Технология бетона: Сборник научно-исследовательских работ. М.-Л.: Госстройиздат, 1934. - С. 69-107.
12. Коноров А.В., Рогачев Г.Г. Легкобетонные блоки и камни на новом сложном вяжущем веществе//Технология бетона: Труды ЦНИИПС. М.-Л.: ОНТИ, 1937. - С. 5-19.