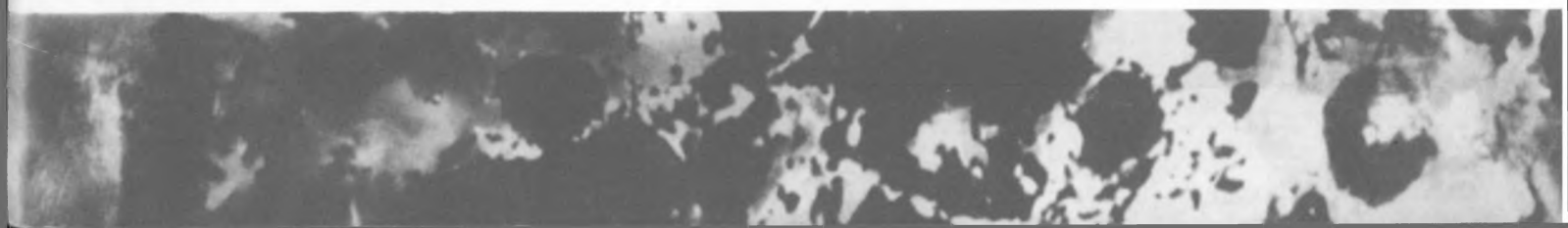
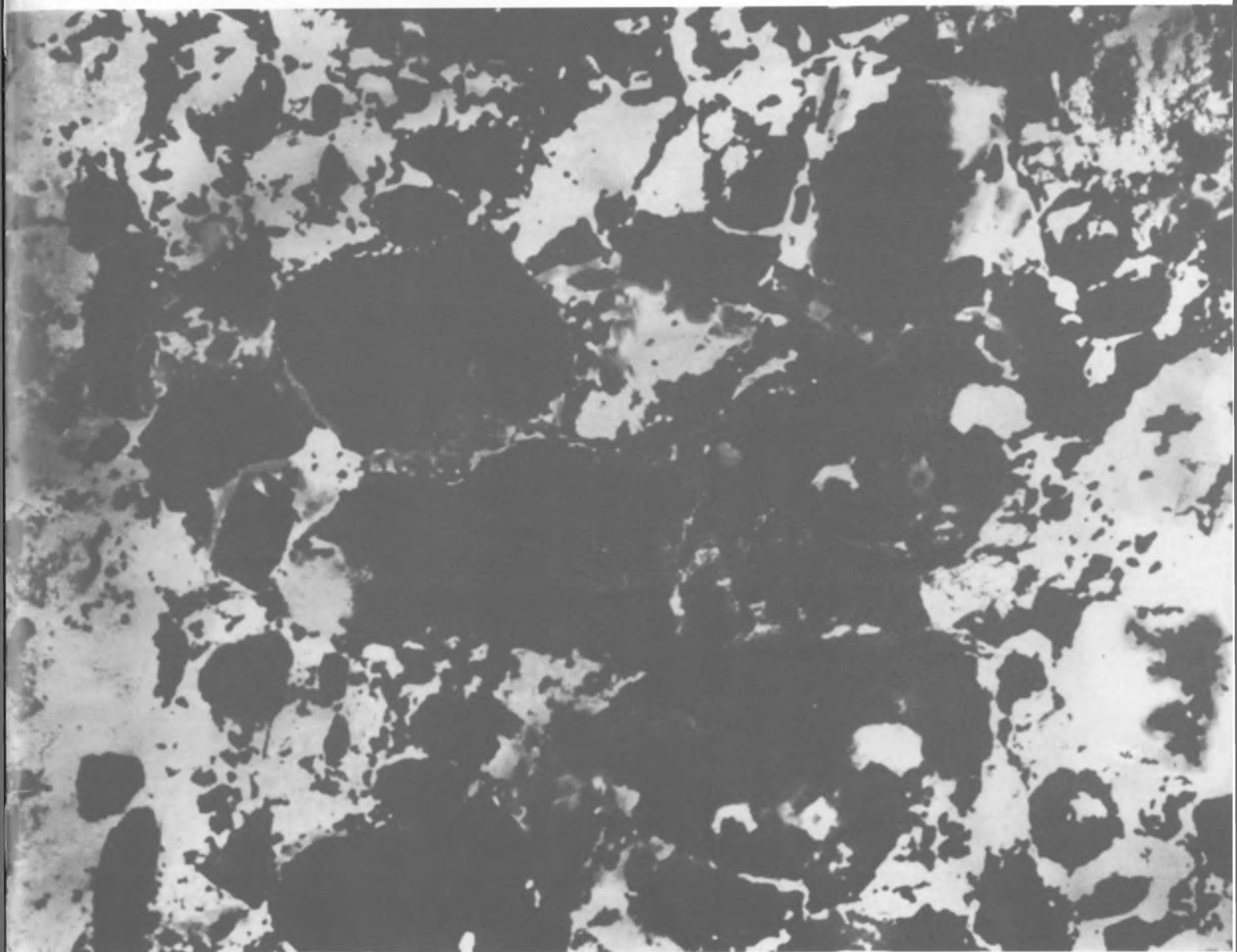


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**2**  
2011



Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

- КРИШАН А.Л., РЕМНЕВ В.В.* Об эффективности использования высокопрочного бетона в трубобетонных колоннах ..... 2
- ТИХОНОВ И.Н., ГРАНОВСКИЙ А.В., ДОТТУЕВ А.И., МЕЩЕРЯКОВ А.С.* Оптимизация конструктивных решений стыков крупнопанельных зданий массового строительства ..... 5
- ФИЛИППОВ В.А.* Исследование работы нижних поясов рам с непрерывной напрягаемой арматурой ..... 7

### БЕТОНЫ

- ЗИНОВЬЕВ В.Н.* Определение границ микротрещинообразования бетона при сжатии тензометрическим методом по изменению объемной деформации ..... 11
- ТОТУРБИЕВ А.Б.* Термостойкость жаростойких бетонов на полисиликатнатриевых композициях ..... 16

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- ПISКУНОВ А., ИВАНОВ А., БОНДАРЕНКО В.* Учет коррозионных повреждений при оценке по СНиП силового сопротивления железобетонных колонн ..... 19

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- РАЕВСКИЙ А.Н.*, *ТЕРЯНИК В.В.* Уточнение расчета устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с ненапряженной арматурой ..... 22
- ФЕДОСОВ С.В., БОБЫЛЕВ В.И., СОКОЛОВ А.М.* Исследование параметров установок для электротепловой обработки железобетонных изделий ..... 26

*А.Л. КРИШАН, канд. техн. наук (ГОУ ВПО "Магнитогорский государственный технический ун-т"); В.В. РЕМНЕВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)*

### ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА В ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОННАХ

*(Данная статья публикуется по результатам проведения НИР в рамках ФЦП "Научные и научно-педагогические кадры инновационной России" на 2009-2013 гг.)*

В России после 30-летнего перерыва наметилась тенденция к интенсивному возведению высотных зданий. Например, программой развития Москвы на ближайшие 15 лет, разработанной ГУП "НИИПИ Генерального плана города Москвы", предусмотрено развитие высотного строительства в объеме от 60 (первая очередь – до 2015 г.) до 200 объектов (вторая очередь к 2020 г.).

Поскольку Россия приступает к широкому внедрению высотного строительства с существенным отставанием от ряда других стран, для проектирования и монтажа подобных объектов привлекаются специалисты американских и германских фирм. Однако отечественные исследователи также имеют инновационные разработки в этой области, которые могут быть эффективно использованы при возведении небоскребов.

В частности, строительство высотных зданий предполагает применение высокопрочных, экономичных и безопасных в эксплуатации вертикальных несущих конструкций. Перечисленными свойствами обладают трубобетонные колонны, все чаще используемые в последнее время при возведении "высоток".

Сжатые трубобетонные элементы, имеющие небольшую гибкость и малые эксцентриситеты приложения продольной силы (что характерно для вертикальных несущих элементов каркасов высотных зданий), обладают исключительно высокой несущей способностью при относительно малых поперечных сечениях, являясь примером удачного сочетания наиболее ценных свойств металла и бетона. Вследствие наличия внешней стальной обоймы предельная деформативность у таких колонн резко возрастает, и их разрушение даже при использовании высокопрочных бетонов имеет пластический характер. Кроме того, трубобетонные конструкции сохраняют все достоинства металлических в плане монтажа.

Мировой опыт свидетельствует, что расход бетона в трубобетонных колоннах сокращается в 1,5...2 раза, а масса конструкций уменьшается в 2...2,5 раза [1] по сравнению с традиционными железобетонными. В связи с отсутствием арматурных и сварочных работ, а также работ по монтажу опалубки затраты труда на возведение колонн сокращаются вдвое. По сравнению со стальными конструкциями, применение трубобетонных колонн позволяет в 2...3 раза сократить расход металла.

Значительный объем экспериментально-теоретических исследований, посвященных изучению работы трубобетонных конструкций, выполнили Л.И. Стороженко и его ученики [1]. Этими исследованиями была подтверждена высокая эффективность использования трубобетона для сжатых элементов. Экспериментально доказано, что для бетона, заключенного в трубу, коэффициент повышения его прочности  $\eta = \sigma_{by}/R_b$  зависит в основном от толщины стенки трубы: при  $\delta/d = 0,01$  он составляет 1,74...1,88; при  $\delta/d = 0,02$  – 2,02...2,34; при  $\delta/d = 0,03$  – 2,34...2,72. Также было установлено, что с увеличением прочности бетона величина коэффициента  $\eta$  уменьшается, на основании чего был сделан вывод о низкой эффективности использования в трубобетонных колоннах бетонов прочностью на сжатие более 40...50 МПа. Такой же вывод был сделан и в исследованиях [2, 3].

Однако эксперименты, выполненные в НИИЖБ под руководством И.Г. Людковского в 80-х годах прошлого столетия, не подтвердили этот вывод. Исследовалось влияние прочности бетонного ядра на несущую способность трубобетонных колонн [4, 5], при этом прочность исходного бетона варьировалась в широком диапазоне – от 15,9 МПа до 104 МПа. Исследования показали, что использование высокопрочных бетонов увеличивает эффективность работы стальной обоймы. Так, образцы с ядром из бетонов классов В60...В100 всегда имели предел упругой работы на 20...30 % выше, по сравнению с образцами из бетонов классов В12,5...В40.

В Магнитогорском государственном техническом университете проведены экспериментальные исследования сжатых трубобетонных элементов усовершенствованной конструкции [6]. При их изготовлении применялось длительное прессование бетонной смеси давлением 1,5...3 МПа. В процессе прессования из бетонной смеси отжимается "свободная" (не вступившая во взаимодействие с частицами цемента) вода. Кроме того, прессующее давление через бетонную смесь передается на внутреннюю поверхность стальной трубы-оболочки, благодаря чему в ней создается предварительное растяжение и соответственно обжатие бетонного ядра. Такая технология обеспечивает совместную работу бетона и стали на всех этапах службы трубобетонного элемента.

Основные результаты испытаний сжатых трубобетонных образцов

№	Серия	$R_{bu}$ , МПа	$N_{el}$ , кН	$N_y$ , кН	$N_u$ , кН	$N_{bs}$ , кН	$N_{el}/N_u$	$N_y/N_u$	$N_{crc}/N_u$	$N_u/N_{bs}$
1	НЦ.108.4	41,3	633	740	1075	709	0,59	0,69	0,72	1,52
2	НЦ.159.6	40,0	1300	1620	2223	1515	0,57	0,71	0,75	1,47
3	ВЦ.159.6	62,3	1535	1860	2603	1836	0,59	0,71	0,77	1,42
4	ОЦ.108.4	37,9	827	910	1355	837	0,61	0,67	0,72	1,44
5	ОЦ.159.6	38,6	1780	1990	2884	1780	0,62	0,69	0,81	1,61
6	РЦ.108.4	70,7	1070	1210	1733	1084	0,61	0,69	0,79	1,62
7	РЦ.159.6	72,0	2400	2700	3750	2462	0,64	0,72	0,81	1,48

Кроме того, бетон, твердеющий под давлением порядка 2 МПа, имеет прочность на 40...50 % выше, по сравнению с исходным бетоном такого же состава, а также существенно меньшие величины деформаций усадки и ползучести.

Эффективность использования высокопрочных бетонов в сжатых трубобетонных элементах усовершенствованной конструкции оценивали по результатам испытаний семи серий опытных образцов по три образца в серии. Наружный диаметр сечения образцов в четырех сериях составлял 159 мм (толщина стенки трубы 6 мм) и в трех сериях – 108 мм (толщина стенки трубы 4 мм). Отношение диаметра элемента к длине для всех серий было равным 1/4.

Четыре серии образцов (ОЦ, РЦ) изготавливались с предварительно обжатым ядром, а три (НЦ, ВЦ) – по традиционной технологии. При этом в сериях НЦ.108.4 и НЦ.159.6 среднее значение призменной прочности бетона составило порядка 40 МПа, а в серии ВЦ.159.6 – 62,3 МПа, что сопоставимо с прочностью опрессованного бетона в образцах серий ОЦ.108.4 и ОЦ.159.6.

Длительное прессование бетонной смеси в трубобетонных элементах осуществлялось двумя методами:

- в сериях ОЦ – путем последовательного вдавливания в смесь вдоль направляющего стержня, расположенного коаксиально внешней оболочке, нескольких стальных трубочек с постепенно увеличивающимися диаметрами [6];

- в сериях РЦ – посредством использования в качестве вяжущего реопластичного расширяющегося быстротвердеющего цемента "Макфлю" (класс 62,5) производства компании "BASF".

В качестве оболочки трубобетонных элементов использовались трубы из стали с пределом текучести  $\sigma_{s,y}$  от 270 до 440 МПа. Образцы испытывали в вертикальном положении с шарнирным опиранием торцов на гидравлическом 500-тонном прессе в возрасте 60 сут кратковременной осевой сжимающей нагрузкой по стандартной методике.

Основные численные результаты экспериментальных исследований приведены в таблице. В ней представлены осредненные по сериям данные по призменной ( $R_{bu}$ ) прочности исходного бетона, а также экспериментально определенные значения нагрузок, соответствующие: пределу упругой работы  $N_{el}$ ; текучести металла оболочки  $N_y$ ; верхней границе

микротрещинообразования в бетоне  $N_{crc}$ ; максимальной достигнутой нагрузке  $N_u$ ; суммарному усилию, воспринимаемому бетонным ядром и стальной оболочкой, испытанными отдельно ( $N_{bs} = R_{bu}A_b + \sigma_{s,y}A_s$ ).

Отношение  $N_u/N_{bs}$  представляет собой количественную оценку эффективности работы трубобетонных элементов под нагрузкой.

Результаты экспериментов показывают, что образцы с предварительно обжатым ядром работают на сжатие эффективнее образцов из обычного бетона. Практически для всех предварительно напряженных образцов наблюдалось существенное повышение предела упругой работы (до 65 %) и уровня разрушающей нагрузки. По сравнению с традиционными железобетонными элементами, имеющими аналогичные параметры бетона и арматуры, несущая способность выросла в 1,4...1,6 раза.

Полученные результаты можно объяснить значительным ростом прочности бетонного ядра в предварительно обжатых элементах вследствие одновременного проявления трех известных эффектов – длительного прессования бетонной смеси, предварительного бокового обжатия бетонного ядра и его работе в условиях объемного сжатия. Прочность бетонного ядра в исследованных трубобетонных элементах составила:

123...145 МПа для серий НЦ.108.4 и НЦ.159.6;  
158...165 МПа для серии ВЦ.159.6;  
146...170 МПа для серий ОЦ.108.4 и ОЦ.159.6;  
200...210 МПа для серий РЦ.108.4 и РЦ.159.6.

Коэффициент увеличения прочности бетона, заключенного в трубу  $\eta$ , уменьшается от  $\eta \approx 4$  для серий ОЦ.108.4 и ОЦ.159.6 до  $\eta \approx 2,7$  для серий РЦ.108.4 и РЦ.159.6. Однако в целом эффективность сжатых трубобетонных элементов из высокопрочного бетона остается достаточно высокой. Так, при росте прочности исходного бетона в образцах серии РЦ.159.6 по отношению к образцам серии ОЦ.159.6 в 1,86 раза их несущая способность увеличилась в 1,3 раза. На практике это означает, что при использовании высокопрочных бетонов можно получать существенную экономию стали и уменьшать размеры поперечных сечений трубобетонных колонн.

В расчетах нормативное сопротивление сжатию бетонного ядра, работающего в условиях равномерного объемного сжатия  $R_{bn3}$ , можно определять по следующей формуле

$$R_{bn3} = R_{bn} + \mu_p R_{sn,p}, \quad (1)$$

в которой  $\mu_p$  - коэффициент армирования, вычисляемый по формуле

$$\mu_p = A_p / A, \quad (2)$$

где  $A$ ,  $R_{bn}$  - площадь поперечного сечения бетонного ядра и нормативное сопротивление бетона осевому сжатию при однородном напряженном состоянии;  $A_p$ ,  $R_{sn,p}$  - площадь поперечного сечения стальной трубы и нормативное сопротивление стали растяжению.

Характер деформирования трубобетонных элементов зависит от исходной прочности бетона. В образцах, изготовленных из бетонов средней прочности, после достижения продольными деформациями значений  $\varepsilon_{sy} = (240...300) \times 10^{-5}$  наблюдался их интенсивный рост при незначительном увеличении нагрузки. В образцах, заполненных высокопрочным бетоном, наблюдалось значительное увеличение нагрузок вплоть до значений продольных деформаций бетона  $\varepsilon_{sy} = (450...500) \times 10^{-5}$ .

Такой характер деформирования сжатых трубобетонных элементов на качественном уровне можно объяснить следующим образом. В элементах с высокой прочностью бетонного ядра значительная доля внешней нагрузки воспринимается стальной обоймой, и напряжения в ней довольно быстро достигают предела текучести. С этого момента деформативность таких трубобетонных элементов резко возрастает, так как возможность дальнейшего перераспределения усилий между ядром и обоймой исчерпана.

При использовании высокопрочного бетона ядро принимает на себя существенную долю нагрузки, и стальная обойма оказывается менее загруженной. Диапазоны упругой работы и перераспределения усилий между ядром и обоймой возрастают, поэтому абсолютные значения нагрузок увеличиваются с рос-

том продольных деформаций. При этом предельная деформативность бетона, работающего в условиях объемного сжатия, резко возрастает, по сравнению с условиями одноосного сжатия. Поэтому следует ожидать, что разрушение трубобетонных элементов с ядром из высокопрочного бетона не будет носить хрупкий характер, что и было подтверждено данными исследованиями.

В целом, на основании результатов экспериментов можно утверждать, что использование в сжатых трубобетонных элементах высокопрочного бетона позволяет существенно повысить их несущую способность, одновременно обеспечивая пластичный характер разрушения. В трубобетонных элементах усовершенствованной конструкции за счет использования предварительно обжатого бетона удалось достичь прочности бетонного ядра порядка 200...210 МПа. Практическое использование таких конструкций в качестве сильно нагруженных сжатых элементов (таких, как колонны высотных зданий) представляется весьма целесообразным.

### Библиографический список

1. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. Киев, Будивельник, 1978. - 80 с.
2. Ansari F., Li Q. High-Strength Concrete Subjected to Triaxial Compression. ACI Materials Journal, Nov.-Dec., Title no. 95-M75, 1998. Pp. 747-755.
3. Attard M.M., Setung S. Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete. ACI Materials Journal, Sep.-Oct., Title no. 93-M49, 1996. Pp. 432-442.
4. Нестерович А.П. Прочность трубобетонных элементов диаметром 500 мм и более при осевом сжатии: Дисс. ... канд. техн. наук. - М.: 1987. - 236 с.
5. Людковский И.Г., Фонов В.М., Макаричева Н.В. Исследование сжатых трубобетонных элементов, армированных высокопрочной продольной арматурой // Бетон и железобетон. - 1980. - № 7. - С. 17-19.
6. Кришан А.Л., Гареев М.Ш., Сагадатов А.И. Сталетрубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром // Бетон и железобетон. - 2004. - № 6. - С. 11-14.

## 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, Corel Draw EPS (все тексты в кривых); дополнительно можно помещать их в Word. Чертежи, сделанные в программах типа AutoCAD, принимаются только экспортированные в TIFF или JPEG. 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".

Чертежи, графики должны быть четкими, без лишних надписей, цифр, размером не более А4, выполненными карандашом или тушью, позиции на чертежах следует нумеровать по часовой стрелке, начиная с правого нижнего угла. Фотографии – размером не менее 9х12 см и не более А4.

3. К статье должен быть приложен список иллюстраций с подписными подписями, в тексте – ссылки на иллюстрации (в первоначальном виде и после доработки).

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

5. 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).

*И.Н. ТИХОНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева); А.В. ГРАНОВСКИЙ, канд. техн. наук, А.И. ДОТТУЕВ, инж. (ЛИНИИСК им. В.А. Кучеренко); А.С. МЕЩЕРЯКОВ, инж. (ЗАО "СУ-155")*

## ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СТЫКОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ МАССОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Реализация программы жилищного строительства в настоящее время осуществляется по двум технологиям – монолитного и крупнопанельного индустриального домостроения. Последний является одним из самых мобильных и относительно недорогих технологий возведения зданий, что делает его наиболее конкурентоспособным видом производства зданий на строительном рынке жилья в нашей стране.

В 1960-90-е годы ведущими проектными институтами при активном участии НИИЖБ, ЦНИИСК и других научных организаций были разработаны эффективные типовые серии жилых, общественных и промышленных зданий, для реализации которых была создана мощная индустриальная база строительства. Дорогостоящая металлооснастка и производственные мощности для выпуска изделий по этим типовым сериям во многом сохранились по сей день и используются по назначению в отдельных регионах страны.

Большинство из этих типовых проектов зданий морально устарели как по используемым материалам, так и в части соответствия современным санитарным и архитектурно-планировочным нормам, а также более жестким требованиям по надежности и безопасности конструкций в действующих и актуализируемых СНиП. Переход на принципиально новые типовые серии для массового строительства требует крупных капитальных вложений в разработку проектной документации и переоснастку предприятий стройиндустрии. Некоторые крупные, в основном московские, строительные фирмы идут на значительные капитальные затраты по созданию и внедрению новых многоэтажных типовых серий домов, обеспечивающих возможность свободной планировки жилых помещений. Такой путь был выбран ЗАО "СУ-155". В сериях зданий И-155 внедрены передовые разработки НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, что позволило сократить металлоемкость железобетонных конструкций на 15%.

Известно, что повышение этажности и размеров архитектурно-планировочных ячеек зданий ведет к росту уровня нагружения основных несущих конструкций: стеновых панелей и плит перекрытий. И если вопрос о прочности и эксплуатационной надежности стеновых панелей в среднем их сечении решается на стадии их проектирования и изготовления (т.е. там, где относительно несложно контролировать соблюдение нормативных требований к конструкциям), то надежность опорных участков панелей в зоне горизонтальных стыков зависит от значительного числа параметров, зависящих от качества поставляемых изделий и их монтажа. Решение этих вопросов связа-

но как с совершенствованием конструкции горизонтального стыка, так и с повышением прочности и надежности опорных зон стеновых панелей.

Специалистами ГИПРОНИИ РАН и АО МОСПРОЕКТ разработан конструктивный вариант нового типа контактно-платформенного стыка, который в настоящее время используется в проектах 24-этажных крупнопанельных зданий серии И-155 (рис. 1). С целью определения возможности сокращения армирования конструкций и оценки надежности контактно-платформенного стыка специалистами НИИЖБ и ЦНИИСК были выполнены экспериментальные исследования прочности, жесткости и трещиностойкости внутренних несущих железобетонных стеновых панелей с различными схемами армирования и классом арматуры, выпускаемых на Домодедовском заводе железобетонных изделий для жилых домов серии И-155. Программа экспериментальных исследований включала в себя испытания двух конструктивных типов панелей:

- фрагменты стеновых панелей, армированных в соответствии с проектом АО МОСПРОЕКТ. По проекту, армирование этих панелей было выполнено арматурой класса AIII (A400) и проволокой BpI (рис. 2);
- фрагменты стеновых панелей, армированных по схеме, предложенной специалистами лаборатории №21 НИИЖБ, на основе использования новой арматуры класса A500СП и бунтовой арматуры класса A400 (рис. 3).

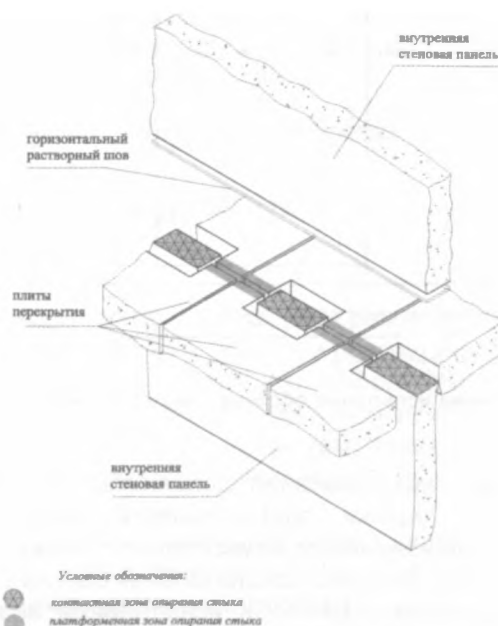


Рис.1. Конструктивный вариант нового типа контактно-платформенного стыка

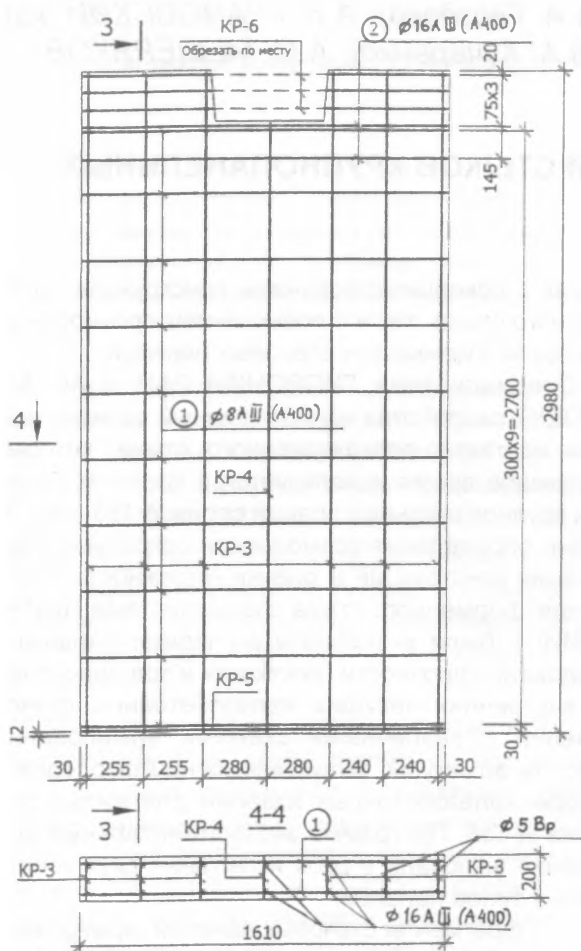


Рис. 2. Фрагмент стеновой панели, армированной в соответствии с проектом АО МОСПРОЕКТ

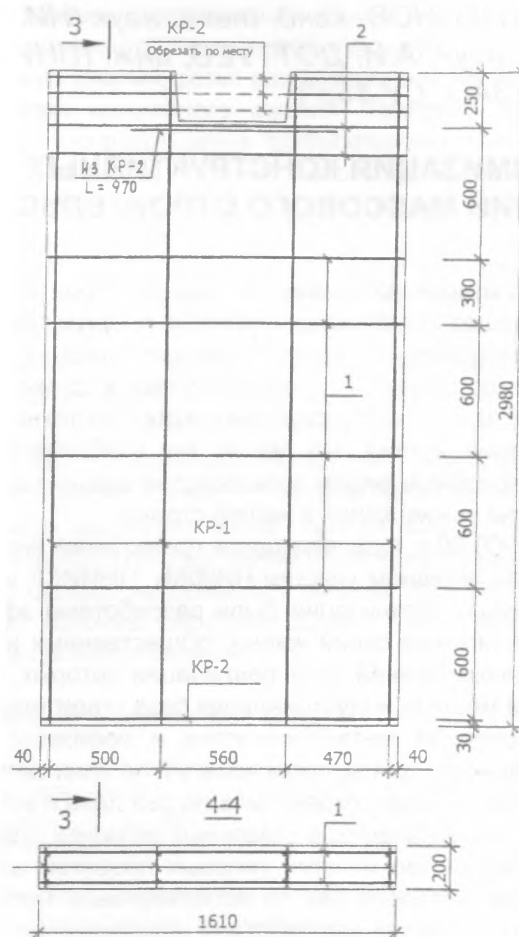


Рис. 3. Фрагмент стеновой панели, армированной по схеме, предложенной НИИЖБ

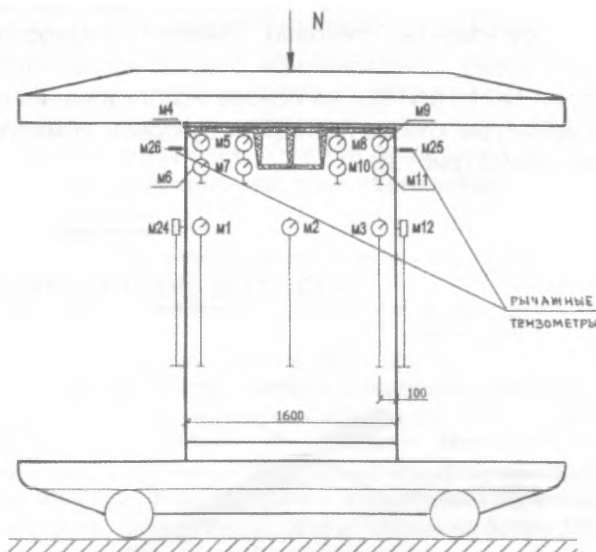


Рис. 4. Схема испытаний образца стеновой панели

Кроме этих испытаний, дополнительно, для возможности оценки эффективности предложений НИИЖБ по изменению армирования стеновых панелей, была выполнена сравнительная оценка с ранее проведенными в ЦНИИСК испытаниями аналогичных панелей [1] с армированием по проекту АО МОСПРОЕКТ.

Испытания панелей проводились по методике ГОСТ 8829-94 на 1000-тонном прессе. Величина приращения нагрузки на каждом этапе нагружения опытных образцов составляла 1/10...1/15 от предельной разрушающей нагрузки, полученной по результатам испытаний бетонных кубов. На каждом этапе нагружения измерялись деформации бетона по всем граням панелей и верхнего растворного шва.

На рис. 4 приведена схема испытаний с указанием месторасположения измерительных приборов. На каждом этапе нагружения выдержка нагрузки на образец составляла  $\approx 10$  мин.

Прочность бетона панелей оценивали тремя способами:

- по испытаниям на сжатие кубов размером  $10 \times 10 \times 10$  см, изготовленных одновременно с опытными образцами;
- по инструментальным испытаниям прочности бетона с использованием склерометра Шмидта;
- по результатам оценки прочности бетона с использованием ультразвукового метода.

Прочность раствора в верхнем горизонтальном шве определяли по результатам испытаний кубов размером  $7,07 \times 7,07 \times 7,07$  см. В таблице приведены результаты испытаний экспериментальных образцов внутренних стеновых железобетонных панелей.



Схема армирования плит	№№ п.п.	Класс бетона панелей Марка раствора в шве	Эксцентриситет приложенной нагрузки $e_0$ (см)	Экспериментальная нагрузка (кН/пог.м)		Расчетная (проектная) нагрузка $N_{np}$ (кН)	$\frac{N_{разр}}{N_{np}}$
				$N_{тр}$	$N_{разр}$		
НИИЖБ (рис. 3)	1	B40/M50	0,33	—	> 6 300	307,2** 320,0	> 2,0
	2	B51.7/M100	0,92	4 700	> 6 300		> 2,0
МОСПРОЕКТ (рис. 2)	3	41/M100	1,59	5 000	5 620		> 1,75
ЦНИИСК (рис. 2)	4*	B40/M75	1,4	4 400	5 300		> 1,65
	5*	B45/M100	1,2	5 000	5 900		> 1,84

\*) Испытания проведены в ЦНИИСК, результаты представлены в Научно-техническом отчете "Провести испытания сборных конструкций производства Домодедовского завода железобетонных изделий для панельного 24-х этажного жилого дома". ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, М., 2002.

\*\*) Максимальная расчетная нагрузка на панели в уровне низа первого этажа принята по данным: в числителе – проект "Индивидуальный 24-х этажный дом из изделий Домодедовского завода ЖБИ. Расчет нагрузки"; в знаменателе – расчет НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

### Анализ результатов испытаний

1. В опытных образцах панелей, армированных по схеме АО МОСПРОЕКТ (см. рис. 2) с использованием арматуры класса AIII (A400), при нагрузках (0,83...0,88)  $N_{разр}$  имело место образование в верхних опорных зонах панели трещин. Дальнейшее увеличение нагрузки приводило к разрушению бетона вблизи зоны установки опорных "пальцев" плит перекрытий.

2. В опытных образцах панелей, армированных по схеме, предложенной НИИЖБ (см. рис. 3) с использованием арматуры класса A500СП и A400, при нагрузках, близких к полученным на образцах с армированием по схеме АО МОСПРОЕКТ, в предельном состоянии было отмечено только появление волосяных трещин в верхних опорных зонах. Разрушить опытные образцы панелей, армированных по схеме НИИЖБ, на 1000-тонном прессе не представилось возможным. При этом при нагрузках, близких к предельной мощности пресса ( $N > 6300$  кН/пог.м), было отмечено появление вертикальных трещин в нижней опорной зоне панелей.

3. Расход арматуры в опытных образцах стеновых панелей составил: при армировании по схеме АО МОСПРОЕКТ – 101,94 кг; при армировании по схеме НИИЖБ – 40,86 кг.

### Выводы

1. Применение для армирования панелей арматуры класса A500СП и A400 вместо арматуры класса AIII (A400) и BpI позволило не только повысить несущую способность и эксплуатационную надежность опорных зон стеновых панелей в зданиях серии И-155, но и существенно снизить расход арматуры.

2. Характер трещин в опытных образцах панелей позволяет рекомендовать установку дополнительных продольных арматурных стержней по высоте приопорной нижней зоны панели (по два стержня с каждой продольной грани).

3. Использование разработок НИИЖБ и ЦНИИСК позволило группе компаний СУ-155 с 2007 г. повысить этажность крупнопанельных зданий с 17 до 24 этажей, и в результате применения арматуры класса A500СП на каждом строительном объекте экономить до 15% металлопроката.

**В.А. ФИЛИППОВ**, канд. техн. наук, доц. (Тольяттинский государственный ун-т)

## ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ НИЖНИХ ПОЯСОВ РАМ С НЕПРЕРЫВНОЙ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ

Для конструирования и изготовления рамных элементов с непрерывной (канатной) напрягаемой арматурой, навиваемой на внутренние анкера, предназначенных для сборки пространственных стержневых покрытий блочного типа, были проведены исследования работы внутренних анкеров на опытных образцах нижнего пояса рам. Внутренние анкера нижнего пояса в конструкции рамы являются не только анкерами для намотки напрягаемой арматуры и передачи усилия предварительного натяжения на бетон, но и служат стыковой деталью в покрытии [1, 2].

Образцы нижнего пояса (НП) рам выполнены в натуральную величину (рис. 1) и рассчитаны по трещиностойкости из условия сохранности арматуры на усилие 283 кН. Усилие разрыва пояса, исходя из временного сопротивления арматуры, равно 560,7 кН. Размеры поперечного сечения поясов приняты, как и в рамах, 120×120 мм.

Образцы выполнялись из бетона класса B50 на гранитном щебне фракции 5-15 мм. Рабочая напрягаемая арматура во всех образцах одинакова – 13 диаметров 6 мм K1500 с расчетным усилием натяжения на канат 24 кН, при  $\sigma_{sp} = 0,69R_{s,n}$ . Общее расчет-



ное усилие натяжения без учета потерь составило 312 кН, а с учетом потерь – 252 кН при эксцентриситете усилия предварительного обжатия 0,22 см. Всего было изготовлено пять образцов нижнего пояса НП-I - НП-V (табл. 1).

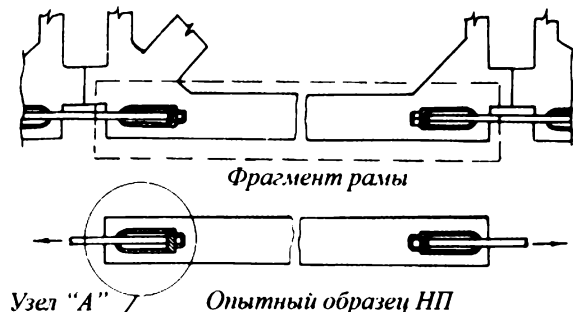


Рис. 1. Фрагмент нижнего пояса фермы покрытия и его опытный образец

Таблица 1

Характеристики образцов НП							
Характеристики образцов			Марка образца				
			НП-I	НП-II	НП-III	НП-IV	НП-V
Площадь поперечного сечения образца, см²			150,0	145,5	143,6	151,0	147,2
Усилие натяже- ния каната	Расчетное силие, кН		24	24	24	24	24
	Измерен- ное усилие	макс. усилие	27,5	23,9	24,3	25,8	24,8
		мин. усилие	21,4	15,8	16,2	20,1	18,3
		средн. усилие	23,4	21,1	22,4	22,9	22,2
Измеренное усилие натяжения, кН			330	274,1	261,8	298,0	288,2
Усилие обжатия с учетом потерь, кН			294,9	240,5	257,5	278,4	269,2
Эксцентриситет, см			0,42	0,20	0,15	0,25	0,32
Кубиковая прочность бетона в момент отпуска усилия натяжения, МПа			540	561	561	615	615
Средние напряжения в бетоне, МПа			19,7	17,1	17,9	18,4	18,3

Длина внутренних анкеров, исходя из размеров существующих упоров стенда, принята равной  $L = 175$  мм при расчетной длине 140 мм. Толщина стенок анкеров принята по расчету равной 8 мм (рис. 2). Ширина закругленной части анкера 120 мм, ширина по откылкам – 220 мм. Откылки являются элементами болтового стыка и выступают из пояса на 50 мм в каждую сторону. Толщина анкерных втулок "δ" назначена исходя из толщины существующих упоров стенда и принята равной 56,4 мм. Зоны бетона у анкерных втулок были армированы сетками.

При отпуске усилие натяжения арматуры передается на бетон через внутренний анкер и через сцепление арматуры с бетоном. Результаты исследований различных авторов [3, 4, 5, 6, 7] говорят о том,

что в элементах с непрерывным армированием целесообразней применять внутренние анкеры с тонкими деформирующимися стенками ("мягкие" анкеры). При отпуске натяжения арматуры стенки такого анкера деформируются, и большая часть (до 80-90%) усилия натяжения передается через сцепление арматуры с бетоном, а меньшая часть (до 10-20%) – через внутренний анкер, что в значительной мере уменьшает напряженное состояние бетона в зоне внутреннего анкера. Однако при мягких анкерных втулках существенно снижается усилие обжатия зон бетона, прилегающих к анкерам, и соответственно снижается их трещиностойкость при загрузке внешней нагрузкой.

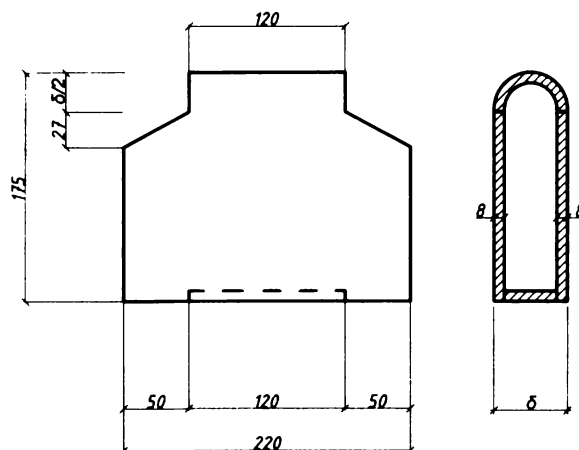


Рис. 2. Конструкция внутреннего анкера

Для канатов класса Кр1500 диаметром 6 мм расчетная длина зоны анкерования составляет 430 мм. Следовательно, при использовании мягких анкеров при загрузке внешней нагрузкой не будет обеспечена трещиностойкость бетона в прианкерной части нижнего пояса рам. В случае применения внутренних анкеров с толстыми стенками ("жесткие" анкеры) большая часть усилия натяжения передается на бетон через внутренний анкер, что вызывает в бетоне большую концентрацию местных напряжений и требует дополнительного косвенного армирования.

Для исследования напряженного состояния бетона в прианкерных зонах при отпуске усилия натяжения на бетон и при загрузке внешней нагрузкой в двух образцах нижнего пояса (НП-II и НП-III) было сделано по одному внутреннему анкеру с более тонкой ("мягкой") закругленной частью толщиной 3,5 мм. Толщина стенок анкера во всех образцах принималась одинаковой и равной 8 мм. Закругленная часть мягкого анкера соединялась со стенками с помощью сварки, и анкер получался составным. В образцах НП-I, НП-IV и НП-V на обоих концах были установлены жесткие анкеры, выполненные из цельного листа.

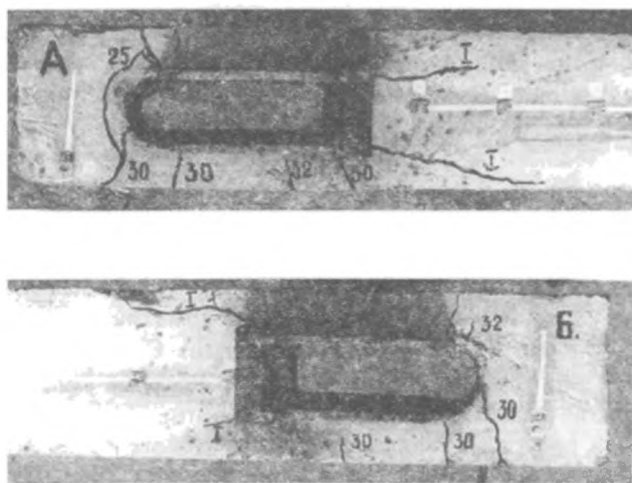
Образцы изготавливали на механизированном стенде НИИЖБа. Непрерывную напрягаемую арматуру наматывали самоходной арматуронамоточной машиной ДН-7 с расчетным усилием натяжения ка-

ната 24 кН. Фактические величины усилия натяжения арматуры имели большой разброс и колебались от 15,8 до 27,5 кН (см. табл. 3); средняя величина усилия натяжения для всех образцов находилось в пределах от 21,1 до 23,4 кН.

В табл. 3 приведены усилия предварительного обжатия с учетом потерь для всех образцов и фактические эксцентриситеты приложения равнодействующей усилия предварительного обжатия. Максимальное усилие обжатия образца составило 294,9 кН, минимальное – 240,5 кН. Напряжения в бетоне при этом колебались от 19,7 до 17,1 МПа, что не превышает  $0,9R_{bp}$ .

При отпуске натяжения арматуры в образце НР-I, в момент обрезки напрягаемой арматуры, на боковой поверхности образца на уровне стыка боковой грани анкера с закругленной частью (менее обжатая грань) появились трещины из-за расклинивающего действия обрезанных арматурных канатов.

В момент передачи усилия натяжения арматуры на бетон в образцах НР-II и НР-III на менее обжатых гранях в месте входа напрягаемой арматуры концов с "мягкими" втулками появились трещины. На концах образцов с "жесткими" втулками трещин не было. Во всех образцах в зоне опирания внутренних жестких анкеров на бетон в момент отпуска усилия предварительного натяжения появления трещин также не отмечалось. Они появились через некоторое время (на рис. 3 они обозначены I). Следовательно, зоны бетона, прилегающие к внутренним анкерам, должны быть усилены косвенным армированием.

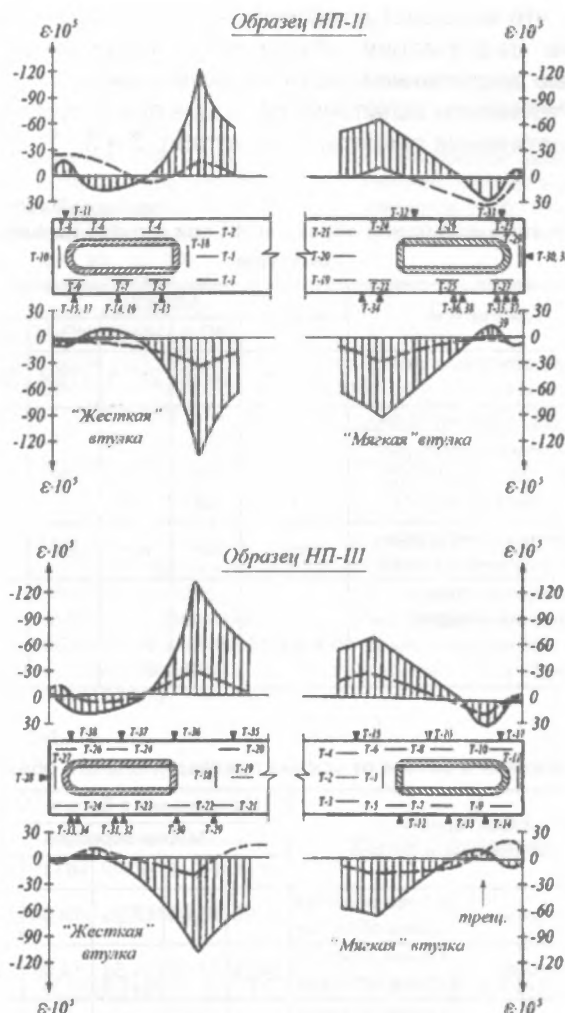


**Рис. 3. Образец НП-IV после испытаний**

цифрами обозначена нагрузка образования трещин в  $t$  при испытании внешней нагрузкой; трещина  $l$  образовалась при отпуске усилия натяжения

Максимальное расхождение стенок втулок после отпуска усилия натяжения в образцах НР-II и НР-III составило соответственно в "мягких" 0,68 и 0,71 мм, а в "жестких" – 0,36-0,37 мм.

По показаниям тензорезисторов были построены кривые деформаций бетона по граням образца в районе внутренних анкеров (рис. 4).



**Рис. 4. Деформации бетона в зоне внутреннего анкера при отпуске натяжения арматуры**

сплошная линия - при отпуске натяжения арматуры; пунктирная линия - при загрузке внешней нагрузкой

В месте опирания жестких втулок на бетон возникла концентрация деформаций бетона. Характер деформаций говорит о том, что основная часть усилия натяжения арматуры в этих образцах передавалась на бетон через внутренний анкер. В зоне опирания мягких втулок на бетон также отмечена незначительная концентрация деформаций бетона. По абсолютной величине она в 1,8-2,2 раза меньше, чем в зоне опирания жестких втулок. Это указывает на то, что значительная часть усилия натяжения арматуры в этом случае передается на бетон через сцепление арматуры с бетоном, и оставшая часть – через внутренний анкер. На боковых гранях образцов, в местах сопряжения закругленной части анкера со стенками, в процессе отпуска возникли растягивающие деформации порядка  $\varepsilon = 0,0014-0,0030$ . Растягивающие деформации можно объяснить расклинивающим действием внутреннего анкера, возникшим в результате распора закругленной части, и воздействием обрезанной, напрягаемой арматуры. Деформации бетона в районе мягких втулок превышают аналогичные деформации бетона в районе жестких втулок на 30-

50%, что вызывает появление трещин. Такое увеличение деформаций объясняется меньшей жесткостью закругленной части мягких втулок.

Результаты испытаний образцов при отпуске усилия натяжения представлены в табл. 2 и 3.

Таблица 2  
Результаты испытаний образцов НП при отпуске натяжения арматуры

Показатели	Образцы				
	НП-I	НП-II	НП-III	НП-IV	НП-V
Усилие обжатия с учетом потерь, кН	294,9	240,5	257,5	278,4	269,2
Трещины в местах выхода напрягаемой арматуры: в зоне "жестких" втулок в зоне "мягких" втулок	да –	нет да	нет да	нет –	нет –
Трещины в зоне опирания внутреннего анкера	нет	нет	нет	да	да
Расхождение стенок внутренних анкеров: "жестких" "мягких"	0,4 и 0,55	0,36 0,68	0,37 0,71	0,38	0,36

Таблица 3  
Напряжения в бетоне от усилия предварительного обжатия

Характеристики напряжений в бетоне		Напряжения в бетоне, МПа				
		Марка образцов				
		НП-I	НП-II	НП-III	НП-IV	НП-V
Теоретические напряжения в бетоне	Более обжатая грань образца	21,56	16,44	17,22	19,64	19,49
	Менее обжатая грань образца	14,74	13,23	14,51	14,96	13,80
Опытные напряжения в бетоне	Более обжатая грань образца	–	16,80	19,10	24,10	23,40
	Менее обжатая грань образца	–	14,60	14,82	19,00	16,56
$\frac{N_{опыт}}{N_{теор}} 100\%$	Более обжатая грань образца	–	101,8	110,9	122,8	120,5
	Менее обжатая грань образца	–	110,3	102,0	127,0	120,0

Схема загрузки опытных образцов внешней нагрузкой для определения несущей способности анкеров и трещиностойкости поясов была принята максимально приближенной к условиям работы пояса рамы в составе покрытия. В стыках рам по нижнему поясу нагрузка передается через стыковые болты и шайбы на откылки внутреннего анкера (рис. 5).

Испытания выполняли на горизонтальной разрывной машине. Прямоугольные опорные шайбы толщиной 20 мм в образцах НП-I-НП-III не приваривались к откылкам анкеров, и откылки под нагрузкой могли деформироваться свободно. В образцах НП-IV-НП-V опорные шайбы были приварены к откылкам анкера. Все образцы доводились до разрушения.

Разрушение всех образцов произошло от потери устойчивости откылок внутреннего анкера при следующих нагрузках: НП-I – 329 кН; НП-II – 397 кН ("мягкий анкер"); НП-III – 323 ("мягкий анкер"); НП-IV – 412 кН; НП-V – 405 кН. При этом следует от-

метить, что разрушение образца НП-I произошло по анкеру, у которого был раздроблен защитный слой бетона.

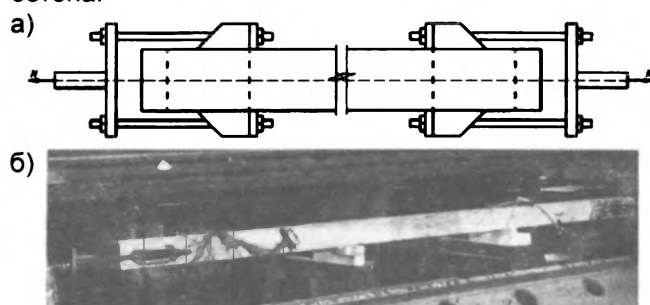


Рис. 5. Схема испытаний образцов нижнего пояса рам

а - схема испытания; б - образец НП перед испытанием

## Выводы

На основании результатов, полученных при отпуске натяжения арматуры, сделаны следующие выводы:

- на боковых гранях пояса, на уровне сопряжения закругленной части внутреннего анкера со стенками, возникают растягивающие напряжения, которые вызывают появление трещин. Для предотвращения трещинообразования эти зоны бетона необходимо армировать сетками, края которых должны заходить за обрез анкера на 150-180 мм;

- в зоне опирания внутренних анкеров на бетон возникает большая концентрация продольных и поперечных деформаций. Причем значения поперечных деформаций растяжения бетона близки к предельным значениям, и в этих зонах с течением времени под действием усадки и ползучести появляются трещины. Для повышения трещиностойкости нижнего пояса рамных элементов в зоне концентрации напряжений необходимо устанавливать косвенную арматуру в виде поперечных сеток и наклонных стержней;

- применение внутренних анкеров с "мягкой" закругленной частью в конструкции рам не обосновано, так как они имеют большую деформативность, по сравнению с "жесткими" анкерами. В результате большой деформативности они оказывают сильное расклинивающее действие на защитный слой бетона, в результате чего на боковых гранях пояса при отпуске натяжения арматуры появляются трещины;

- в конструкции рам внутренние анкера находятся в уширениях поясов и раскосов (в вутах), и бетон в зоне опирания анкера должен армироваться окаймляющей арматурой вут;

- в рамках толщину защитного слоя бетона с наружной стороны анкера можно увеличить на 10-15 мм.

На основании проведенных испытаний нижних поясов внешней нагрузкой сделаны следующие выводы:

- опытные усилия трещиностойкости поясов превышают теоретические, вычисленные по СП 52-102-2004, в среднем на 8%;

- трещиностойкость бетона в районах внутренних анкеров при наличии конструктивного армирования составляет в среднем 82,7% от трещиностойкости пояса;

- внутренние анкера, из-за больших размеров упоров автоматизированного стенда, имели большую длину, чем требуется по расчету. Разрушение всех образцов НП происходило от потери устойчивости их открылков и стенок;

- заполнение внутренней полости анкеров бетоном значительно повышает устойчивость их открылков и соответственно несущую способность;

- опорные шайбы под болтами необходимо приваривать к открылкам внутренних анкеров на монтаже, что уменьшает их расчетную длину и повышает устойчивость;

- в конструкциях рам в зонах, прилегающих к внутренним анкерам, рекомендуется устанавливать гнутые сетки с количеством рабочих стержней не менее пяти диаметром 3 мм. В торце анкера следует установить сетки косвенного армирования в количестве не менее четырех.

## Библиографический список

1. Бердичевский Г.И., Руф Л.В., Сапожников Н.Я., Филиппов В.А. Железобетонное покрытие. Авторское свидетельство № 649803. - М., 1978.
2. Филиппов В.А. Пространственное стержневое покрытие блочного типа из предварительно напряженных рамных элементов / Г.И. Бердичевский, Л.В. Руф, В.А. Филиппов // Сб.: Расчет и конструирование железобетонных конструкций. - Труды НИИЖБ, 1977. - вып. 39. - С. 106 - 115.
3. Богданов Н.Н. Исследование непрерывно армированных балок без жестких анкеров / Н.Н. Богданов, Г.П. Соловьев // Транспортное строительство. - 1964. - № 12. - С. 33-34.
4. Богданов Н.Н. Испытание образцов непрерывно армированных элементов и узлов сборных железобетонных ферм / Н.Н. Богданов, В.П. Каменцев, Г.П. Соловьев // Транспортное строительство. - 1963. - № 10. - С. 5-6.
5. Михайлов В.В. Предварительно-напряженные конструкции: (Теория, расчет и подбор сечений) / В. В. Михайлов. - 2-е изд. перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1978. - 383 с, ил.
6. Михайлов В.В. Теория и методы непрерывного армирования железобетонных предварительно напряженных конструкций // Бетон и железобетон. - 1966. - № 11. - С.2-8.
7. "Разработать рекомендации по конструированию и технологии изготовления двухосно предварительно напряженных шпалоплежней, плит покрытия дорог и аэродромов" // Научно-технический отчет НИИЖБ. - М., 1972.

## БЕТОНЫ

*В.Н. ЗИНОВЬЕВ, канд. техн. наук (ОАО "Калининградпромпроект")*

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЦ МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ ТЕНЗОМЕТРИЧЕСКИМ МЕТОДОМ ПО ИЗМЕНЕНИЮ ОБЪЕМНОЙ ДЕФОРМАЦИИ

Начиная с 30-х годов прошлого столетия многочисленные исследователи пытались выяснить характер процесса нарушения структуры бетона, подверженного одноосному кратковременному сжатию. В 1927 г. А. Брантзаег из Норвежского технологического института, опубликовав предварительные результаты экспериментов, проведенных им в 1925 г. в Иллинойском университете под руководством проф. Ф. Рихарта с цилиндрическими бетонными образцами и обработав результаты экспериментов А. Джонсона из Мэрилэндского университета, впервые указал на увеличение объема бетонного образца при кратковременном одноосном сжатии, построив графики зависимости объемной деформации от напряжений  $(\theta_b - \sigma_b)$  [1-3].

Для объяснения наблюдаемого феномена А.Брантзаег ввел понятие "критического напряжения сжатия", сигнализирующего, как он считал, о начале прогрессирующего внутреннего раскалывания всей массы бетона на рассеянные всюду по объему образца мелкие секции или сечения, ошибочно приравняв его к уровню напряжений, приближенно соответствующего стационарной точке экстремума на экспериментальной кривой зависимости  $(\theta_b - \sigma_b)$ . "Крити-

ческое напряжение сжатия" в этих экспериментах, составило 75-85% от предельного. Позже, следуя примеру А. Брантзаега: Э. Хогнестэд и Н. Хансон [4], С.П. Шах и С. Чандра [5], и многие другие фиксировали изменения значений критического напряжения в довольно широком диапазоне  $(0,71...0,98)R_b$ ; в экспериментах Х. Иошида [6], обработанных по нижеприведенной методике, данный интервал составляет  $(0,59...0,71)R_b$ .

В нашей стране этому вопросу также было уделено большое внимание, что нашло свое отражение в методических рекомендациях по определению прочностных, деформативных и структурно-механических характеристик бетонов, разработанных в 1975-76 гг. [7, 8]. Однако наличие в них противоречий, отмеченных С. Ногиним в 1980 г. [9], касающихся критериев установления границ микротрещинообразования, а также игнорирование кривых  $(\Delta T - \sigma_b)$  или  $(\Delta V - \sigma_b)$ , не пересекающих ось напряжений, не имеющих точек экстремума [10-13] и не сопоставимых с кривыми  $(\theta_b - \sigma_b)$  в предложенной там интерпретации, не позволяют получить достоверной картины исследуемого явления и лишают физических ос-

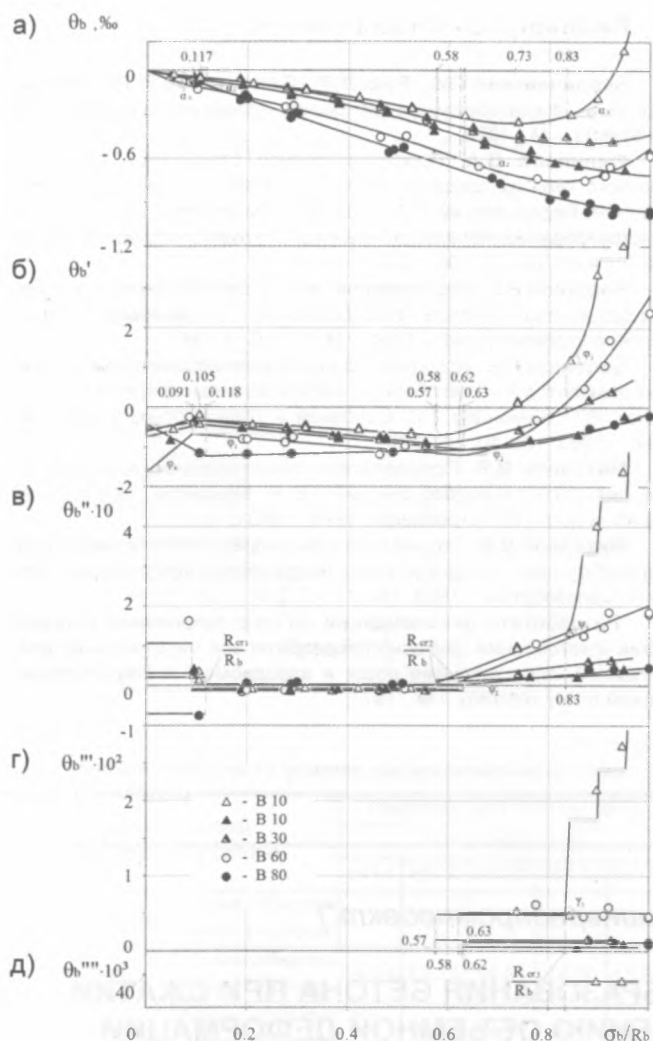


Рис. 1. Зависимость объемной деформации  $\theta_b$  (а) и мер ее изменения (б)-(д) от напряжений в тяжелом бетоне на гранитном щебне

О,  $\Delta$ ,  $\bullet$  ... - экспериментальные данные; — - аналитические кривые функциональных зависимостей (2) - (6)

нов теорию прочности бетона и железобетона, разработанную в семидесятых годах прошлого столетия О. Бергом [14].

Целью настоящей работы является установление функциональной зависимости ( $\theta_b - \sigma_b$ ) и, на ее основе, структурно-механических характеристик бетона. Для этого было изучено влияние уровня напряжений на изменение полной относительной объемной деформации  $\theta_b(\sigma_b)$  тяжелого бетона на гранитном щебне классов В10, В30, В60 и В80 при одноосном нагружении статическим кратковременным сжатием. Испытания проводились в полном соответствии с требованиями [8] на бетонных образцах-призмах размером  $10 \times 10 \times 40$  см. Для бетона классов В10 и В30 одновременно с тензометрическими были произведены ультразвуковые измерения с применением ультразвукового импульсного прибора УК-10П при соосной установке пьезоэлектрических преобразователей в центральной части призм в направлении, перпендикулярном к оси сжимающего усилия [13]. Призмная прочность

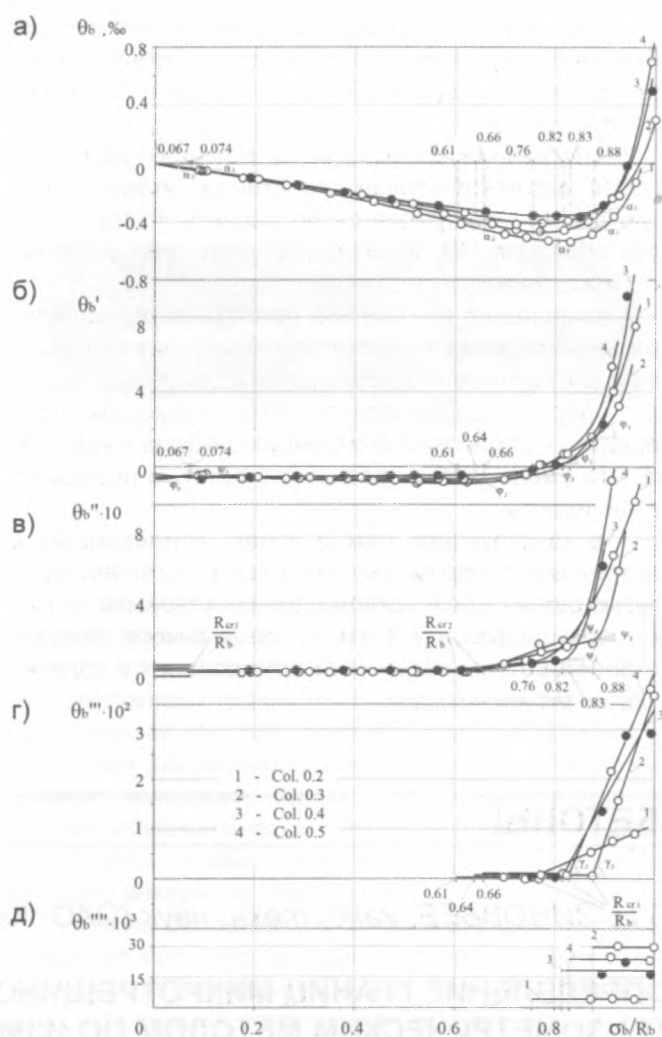


Рис. 2. Зависимость объемной деформации  $\theta_b$  (а) и мер ее изменения (б)-(д) от напряжений в тяжелом бетоне на гравии

О,  $\bullet$  - экспериментальные данные (А. Brandtzaeg, 1927-29; цилиндры  $25,4 \times 101,6$  см; состав бетона - 1:2,1:2,5; прочность бетона в возрасте 28 сут  $13,4 \pm 15,8$  МПа, [1,2]); — - аналитические кривые функциональных зависимостей (2) - (6)

бетона в возрасте 28 сут соответственно классам составила 13, 32, 46 и 66 МПа. Было испытано по 3-5 образцов-близнецов бетона каждого класса.

Результаты обработки экспериментов и теоретического анализа как полученных, так и существующих данных представлены на рис. 1, 2. Из графиков видно, что кривые исследуемой зависимости изменяются по одному и тому же закону, который может быть описан в общем виде аналитически полученной, в соответствии с физикой наблюдаемого явления, кусочно-непрерывной функцией:

$$\theta_b(\sigma_b) = \theta_b(R_{cr1}) + \int_{R_{cr1}}^{\sigma_b} \theta_b'(\sigma_b) d\sigma_b, \quad (1)$$

где  $i = 1-4$  - номера интервалов напряжений (при  $i = 1$ ,  $R_{cr0} = 0$ )\*.

Как показала обработка экспериментальных данных (рис. 1, 2, д), величину  $\theta_b'(\sigma_b)$  можно приравнять

\* В пояснении к аналогичной формуле в [13] обнаружена опечатка.

к ее начальному значению  $\theta_b(R_{cri-1})$ , в точке с напряжением  $R_{cr3}$  или

$$\frac{d^4\theta_b(\sigma_b)}{d\sigma_b^4} = \dots = \frac{d\theta_b''(\sigma_b)}{d\sigma_b} = \theta_b'''(R_{cr3}) - const. \quad (2)$$

Интегрируем (2) четыре раза по  $\sigma_b$  от  $R_{cr3}$  и получаем уравнения аналитических кривых, соответственно,  $\theta_b(\sigma_b), \dots, \theta_b(\sigma_b)$  для четвертого интервала напряжений ( $R_{cr3} \leq \sigma_b \leq R_b$ ); вертикальной чертой и стрелкой здесь отмечены слагаемые, которые относятся к первым интервалам напряжений ( $R_{cri-1} \leq \sigma_b \leq R_{cri}$ )  $i=1,2,3$ ; знак "+" или "-" перед  $\theta^k(\sigma_b)_{k=}$ , ставится в зависимости от рассматриваемого интервала напряжений:

$$\begin{aligned} \frac{d^3\theta_b(\sigma_b)}{d\sigma_b^3} &= \theta_b''(\sigma_b) = \theta_b''(R_{cri-1}) + \\ &+ \theta_b'''(R_{cr3}) \times (\sigma_b - R_{cr3}) \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \frac{d^2\theta_b(\sigma_b)}{d\sigma_b^2} &= \theta_b'(\sigma_b) = \theta_b'(R_{cri-1}) + \\ &+ \theta_b''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1}) + \\ &+ \frac{\theta_b'''(R_{cr3}) \times (\sigma_b - R_{cr3})^2}{2} \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{d\theta_b(\sigma_b)}{d\sigma_b} &= \theta_b'(\sigma_b) = \theta_b'(R_{cri-1}) + \\ &+ \theta_b''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1}) + \\ &+ \frac{\theta_b''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^2}{2} + \frac{\theta_b'''(R_{cr3}) \times (\sigma_b - R_{cr3})^3}{6} \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \theta_b(\sigma_b) &= \theta_b(R_{cri-1}) + \theta_b'(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1}) + \\ &+ \frac{\theta_b''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^2}{2} + \\ &+ \frac{\theta_b''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^3}{6} + \\ &+ \frac{\theta_b'''(R_{cr3}) \times (\sigma_b - R_{cr3})^4}{24} \end{aligned} \quad (6)$$

Геометрически, найденные величины (2) представляют собой тангенсы углов ( $\alpha, \phi, \psi, \gamma$ ) наклона касательных к соответствующим кривым в точках с заданным напряжением; физически - меры изменения объемной деформации, за которые напряжение в бетоне изменится на 1 МПа, и имеют следующие размерности  $[d^4\theta(\sigma_b)/d\sigma_b^4] = [10^{-6} \times \text{МПа}^{-4}]$ . Кроме того, они позволяют качественно исследовать закон изменения функциональной зависимости (6), точно отмечая: интервалы напряжений ее возрастания и убывания; точки перегиба, экстремумов (рис. 1, 2, а) и пересечения с осью напряжений, а также установить характерные для (3)-(5) особые точки - разрыва первого рода и излома, в которой кривые "скачком" изменяют свое направление (рис. 1, 2, б, в, г).

Для оценки кинетики процесса микротрещинообразования в бетоне при одноосном сжатии особый интерес представляет другая физическая величина  $P(\sigma_b)$ , численно равная площади фигуры на рис. 1, 2, а, ограниченной осью абсцисс, кривой, описанной (6), и прямой, параллельной оси ординат, проходящей через точку с заданным напряжением; представляющая собой дополнительную механическую энергию объемной деформации (как теряемую, так и накапливаемую внутри бетона при его сжатии)  $[D(\sigma_b)] = [10^{-6} \times \text{МПа}]$ .

Интегрируя (6) еще раз, получаем

$$\begin{aligned} D(\sigma_b) &= D(R_{cri-1}) + \theta_b(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1}) + \\ &+ \frac{\theta_b'(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^2}{2} + \dots + \\ &+ \frac{\theta_b''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^4}{24} + \frac{\theta_b'''(R_{cr3}) \times (\sigma_b - R_{cr3})^5}{120} \end{aligned} \quad (7)$$

Выражение (7) в общем виде запишется так:

$$D(\sigma_b) = D(R_{cri-1}) + \int_{R_{cri-1}}^{\sigma_b} \theta_b(\sigma_b) d\sigma_b, \quad (8)$$

где  $i = 1-4$ .

Дифференцируя (8) по  $\sigma_b$ , получим:

$$\theta_b(\sigma_b) = \frac{\partial D(\sigma_b)}{\partial \sigma_b}. \quad (9)$$

Это есть условие того, что величина  $D(\sigma_b)$  служит потенциалом объемной деформации, который является общей механической характеристикой структурных изменений, протекающих в бетоне при его нагружении одноосным сжатием, так как включает всю качественную и количественную информацию о процессах уплотнения и разуплотнения структуры бетона.

Кроме того, с помощью потенциала объемной деформации можно количественно оценить степень критического насыщения трещинами объема материала взамен гипотетической длины трещины и условной разности напряжений ( $R_{cr}^v - R_{cr}^0$ ), которое может быть выражено условием предельного состояния при разрушении бетона вследствие отрыва в поперечном направлении, перпендикулярном направлению действия сжимающих сил.

Воспользовавшись преобразованием Лежандра, можно построить потенциал напряжений  $P(\theta_b)$ , т.е. полагая

$$P(\theta_b) = \theta_b(\sigma_b) \times \sigma_b - D(\sigma_b), \quad (10)$$

находим

$$\sigma_b = \frac{\partial P(\theta_b)}{\partial \theta_b}, \quad (11)$$

где  $P(\theta_b)$  - полная потенциальная энергия объемной деформации.

Результаты испытаний призм, обработанные с применением формул (2)-(6), свидетельствуют о достаточном соответствии выведенного закона изменения объемной деформации от напряжений при одноосном нагружении тяжелого бетона на гранитном щебне кратковременным сжатием с данными опытов. По характеру изменения функциональных зависимостей (3)-(5) определены действительные параметрические уровни микротрещинообразования бетона  $(R_{cr}/R_b)_i, i=1,2,3$ , соответствующие особым точкам этих кривых.

Данные статистической обработки результатов испытаний бетонных образцов призматической формы отечественных и зарубежных исследователей свидетельствуют о том, что относительные величины параметрических уровней  $(R_{cr1,2}/R_b)_{\theta_k}$  для тяжелого бетона на гранитном щебне, определенные по кинетике изменения полной объемной деформации на основе метода тензометрических измерений в диапазоне призмных прочностей от 10 до 70 МПа, не зависят от прочности бетона (рис. 3, а). Их средние арифметические значения соответственно составили 0,095; 0,59 и 0,865 – для уровня  $(R_{cr3}/R_b)_{\theta_k}$ , при  $R_b$  – от 10 до 40 МПа.

На рис. 3, б представлены данные эмпирических распределений исследуемых величин параметрических уровней в виде гистограмм, аппроксимированные гауссовыми кривыми распределений. Оценка согласованности эмпирических и теоретических распределений производилась при помощи критерия согласия  $\chi^2$  - Пирсона, наблюдаемые значения которого были меньше критических. Таким образом, расхождение эмпирических и теоретических частот незначимое, а математические ожидания исследуемых величин приближенно равны их средним арифметическим наблюдаемым значениям. По результатам статистического анализа были определены до-

верительные интервалы, покрывающие параметры  $(R_{cr}/R_b)_{\theta_k}$  с доверительной вероятностью 95% (см. рис. 3, б).

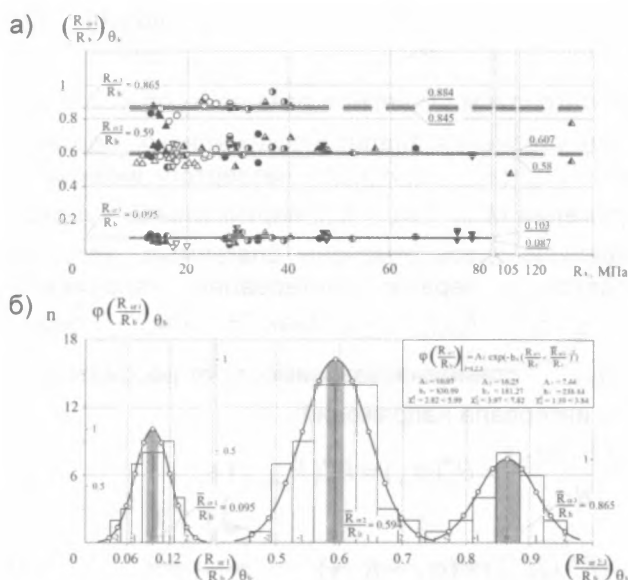


Рис. 3. Зависимость уровней микротрещинообразования  $(R_{cr}/R_b)_{\theta_k}$  от прочности тяжелого бетона на гранитном щебне (а) и закон их распределения (б)

▽ - A. Jonson, 1924; ▲ - A. Brandtzaeg, 1927-29; △ - H. Yoshida, 1930; ▴ - О. Берг, 1950-67; ▴ - E. Hognestad a. o., 1955; ▴ - H. Rüschi, 1959; ▴ - S. Shah, S. Chandra, 1968; ▴ - В. Сытник, Ю. Иванов, 1967-69; ▴ - О. Берг, Г. Соломенцев, 1969; ▴ - Н. Тупов, И. Жансуйтова, 1972; ▴ - Г. Писанко, Н. Хубова и др., 1972; ○ - В. Москвин, М. Капкин и др., 1973; ▴ - А. Гвоздев, А. Яшин и др., 1978; ● - В. Зиновьев, 1978-87; ▴ - Н. Свиридов, В. Чесноков, 1991; ▴ - В. Митрофанов, О. Довженко, 1991.

Относительные величины параметрических уровней  $(R_{cr}/R_b)_{\Delta P(\Delta V)}$  для тяжелого бетона на гранитном щебне, определенные по результатам одновременно проведенных и обработанных из числа уже существующих ультразвуковых измерений в диапазоне призмных прочностей от 10 до 70\*\* МПа также не зависят от прочности бетона [13]. С доверительной вероятностью 0,95 их значения расположены в доверительных интервалах: от 0,089 до 0,106 для  $(R_{cr1}/R_b)_{\Delta P(\Delta V)}$  ( $0,097 \pm 0,01$ ); от 0,58 до 0,61 для  $(R_{cr2}/R_b)_{\Delta P(\Delta V)}$  ( $0,59 \pm 0,015$ ) и от 0,88 до 0,91 для  $(R_{cr3}/R_b)_{\Delta P(\Delta V)}$  ( $0,89 \pm 0,015$ ).

Таким образом, расхождение среднеарифметических значений, найденных параметрических уровней по результатам обеих методик не превышает 3%.

В заключение необходимо отметить, что в 1958 г. Х. Рюш [15] так же, как и Р. Лермит, но пятью годами позже, наряду с тензометрическими и акустическими измерениями, применив ультразвуковую аппаратуру, записал осциллограмму изменения амплитуды ультразвуковых колебаний в бетоне под нагрузкой (рис. 4). Получив уникальные записи, Х. Рюш так и не смог воспользоваться ими в полной мере. Следуя Р. Джонсу и Р. Лермиту, в качестве характеризующей оценки

\*\* В [13] обнаружена опечатка.



он ошибочно выбрал то место на кривой, начиная с которого ультразвуковая амплитуда становится меньше исходной величины, т.е. регулярную точку пересечения кривой ( $A - \sigma_b$ ) с осью напряжений,  $X$ . Рюш не обратил при этом внимание на уровень напряжений  $R_{cr3}$ , равный 0,84 и 0,94 от разрушающего, (для бетонов В225 и В600), соответствующий как началу последовательных всплесков кривой ( $A - \sigma_b$ ), так и делению объема бетона на отдельные секции-сечения согласно кривой ( $\theta_b - \sigma_b$ ). Он считал, что полученные кривые не позволяют дать исчерпывающего заключения относительно степени нарушения структуры бетона. И был не прав, потому что данное заключение дают потенциалы как времени (скорости, амплитуды) ультразвукового импульса, так и объемной деформации, которые предстоит еще определить с помощью этих кривых.

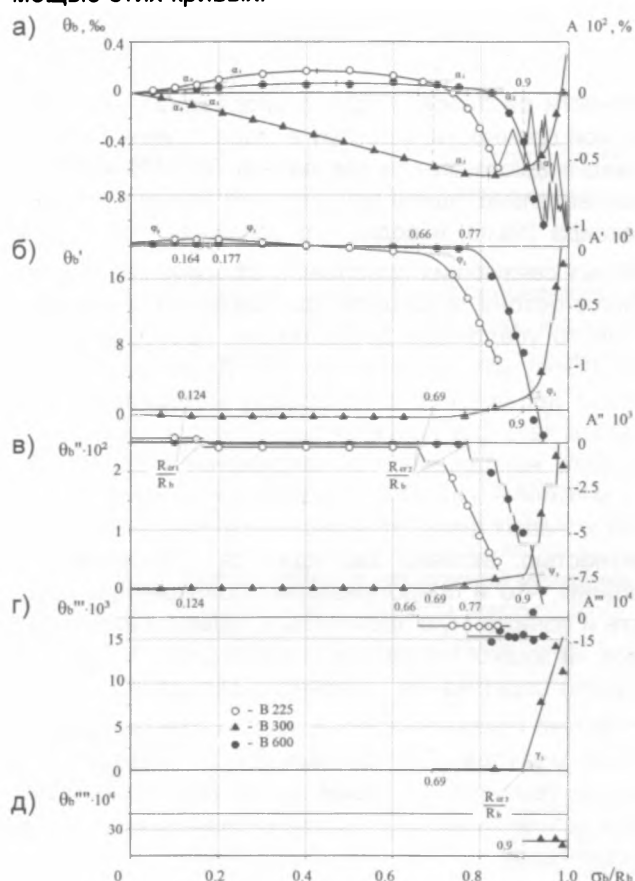


Рис. 4. Зависимости объемной деформации  $\theta_b$  и относительной величины амплитуды  $A$  ультразвуковых импульсов (а) и мер их изменения (б)-(д) от напряжений в тяжелом бетоне на гранитном щебне

○, ▲, ● - экспериментальные данные (Н.Рюш, 1959, [15]);  
— - аналитические кривые

### Выводы и рекомендации

1. Кривые зависимости полной относительной объемной деформации от напряжений ( $\theta_b - \sigma_b$ ), независимо от вида, следуют одному и тому же закону (б).

2. По результатам тензометрических измерений в интервале напряжений  $0 \leq \sigma_b \leq R_b$  определены три параметрических уровня микротрещинообразования тяжелого бетона на гранитном щебне  $(R_{cr1}/R_b)_{i=1,2,3}$ , соответствующие особым точкам кривых

$$\left( \frac{d^n \theta_b(\sigma_b)}{d\sigma_b^n} - \sigma_b \right)_{n=1,2,3}$$

и отражающие количественную и качественную стороны изменений в структуре бетона при одноосном кратковременном сжатии.

3. Относительные величины параметрических уровней  $(R_{cr1,2}/R_b)_{\theta_b}$  для тяжелого бетона на гранитном щебне, определенные по результатам тензометрических измерений в диапазоне призмочных прочностей от 10 до 70 МПа, не зависят от прочности бетона. С доверительной вероятностью 0,95 их значения расположены в доверительных интервалах: от 0,087 до 0,103 для  $(R_{cr1}/R_b)_{\theta_b}$  ( $0,095 \pm 0,0085$ ); от 0,58 до 0,61 для  $(R_{cr2}/R_b)_{\theta_b}$  ( $0,594 \pm 0,015$ ) и от 0,845 до 0,884 для  $(R_{cr3}/R_b)_{\theta_b}$  ( $0,865 \pm 0,019$ ), при  $R_b$  – от 10 до 40 МПа.

4. Стационарная точка экстремума кривой ( $\theta_b - \sigma_b$ ) не является структурно-механической характеристикой процесса микротрещинообразования, так как отражает лишь количественную сторону структурных изменений, происходящих в бетоне при одноосном кратковременном сжатии. Кроме того, она вообще может отсутствовать, т.е. с точки зрения физики наблюдаемого явления не является характерной особенностью кривых.

5. Кинетику процесса микротрещинообразования бетона во всем диапазоне нагружения, а также степень критического насыщения трещинами объема материала взамен гипотетической длины трещины и условной разности напряжений  $(R_{cr} - R_{cr}^0)$  рекомендуется оценивать с помощью потенциала объемной деформации  $D(\sigma_b)$ .

6. В методиках [8, 9] рекомендуется заменить соответственно рис. 2 и рис. "в" (приложение 6), как не отвечающие физической сути исследуемого явления, на график, показанный на рис. 1, 2 настоящей статьи, снабдив его соответствующими комментариями.

### Библиографический список

1. Brandtzaeg A. Failure of a Material Composed of Non-Isotropic Elements, Trondhjem, 1927, No. 2, p. 1-66.
2. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, Bulletin №190, University of Illinois Engineering Experiment Station, Apr., 1929, p. 1-72.
3. Johnson A.N. "Direct Measurement of Poisson's Ratio for Concrete", Proceedings of the American Society for Testing Materials, V. 24, pt. II, 1924, p. 1024-1035.
4. Hognestad E., Hanson N.W. and McHenry "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", JACI, V. 52, No. 4, Dec., 1955, p. 455-479.
5. Shah S.P. and Chandra S. "Critical Stress, Volume Change, and Microcracking of Concrete," JACI, V. 65, No. 9, Sept. 1968, p. 770-781.
6. Joshida H. Ober das elastische Verhalten von Beton. Berlin, 1930, S. 1-114.
7. Методика по определению прочностных и деформативных характеристик при одноосном кратковременном статическом

сжатии, МИ 11-74, МИСИ, ВНИИФТРИ и ВЗПИ. - М., 1975. - С. 1-79.

8. **Методические рекомендации** по определению прочностных и структурных характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении, НИИЖБ, М., 1976. - С. 1-56.

9. **Ногин С.И., Шталтовный В.А., Несвижский Э.Г.** О границах микротрещинообразования бетонов при сжатии // Бетон и железобетон. - 1980. - №3. - С. 11-12.

10. **Rentsch W.** Betonprüfung mit Ultraschall, "Bauplanung und Bautechnik", 7. Jg., Heft 10, Okt., 1953, S. 471-476.

11. **Почтовик Г.Я.** Использование ультразвука для оценки напряженного состояния и структурных изменений в обычном и керамзитовом бетоне. Применительно к сооружениям дорожного строи-

тельства. Экспериментальные графики и фотографии, испытанных образцов. Дисс. на соискание ученой степени к.т.н. - М., 1962. - С. 1-192.

12. **Митрофанов В.П., Довженко О.А.** Развитие деформационной анизотропии бетона при осевом сжатии // Бетон и железобетон. - 1991. - №10. - С. 9-11.

13. **Зиновьев В.Н.** Определение микротрещинообразования бетона при сжатии ультразвуковым импульсным методом // Бетон и железобетон. - 2011. - №1. - С. 2-6.

14. **Берг О.Я.** Физические основы теории прочности бетона и железобетона. - М., 1961. - С. 1-95.

15. **Rüsch H.** Physikalische Fragen der Betonprüfung, "Zement-Kalk-Gips". - 1959. - V. 12. - № 1. - С. 1-10.

**А.Б. ТОТУРБИЕВ, канд. техн. наук (ЗАО "Опытное научно-производственное предприятие")**

## ТЕРМОСТОЙКОСТЬ ЖАРСТОЙКИХ БЕТОНОВ НА ПОЛИСИЛИКАТНАТРИЕВЫХ КОМПОЗИЦИЯХ

Известно [1,2], что основным показателем долговечности жаростойких бетонов является термическая стойкость, которая зависит от многих факторов – от состава бетона, его макро- и микроструктуры, гранулометрии и химической природы заполнителей, вида и количества вяжущего, размера и формы изделий, теплопроводности, температуропроводности, коэффициента термического расширения и огневой усадки материала.

Теорией и практикой доказано, что по этому показателю жаростойкие бетоны на водных и безводных силикатах натрия (жидкое стекло, силикат-глыба) [4, 5] превосходят жаростойкие бетоны на гидравлических и других вяжущих.

В бетоне на силикатах натрия, как правило, не отмечается снижение прочности после нагрева до температуры эксплуатации, так как в нем не происходят деструктивные процессы, как при дегидратации гидравлических вяжущих. В большинстве случаев в жаростойких бетонах на силикатах натрия при повышении температуры наблюдается увеличение прочности материала за счет новообразований, возникающих в результате взаимодействия между силикатом натрия и огнеупорными компонентами бетона. Однако полученные на жидкостекольных композициях бетоны имеют следующие недостатки: большой расход жидкого стекла и высокую вязкость.

Чем выше вязкость жидкости, тем сложнее ее гомогенизация в массе, тем более толстый слой жидкости формируется на каждом зерне, тем больше нужно связующего для получения технически однородной смеси. Известно множество способов снижения вязкости жидкостей, но, к сожалению, для жидкого стекла как клеящей композиции нет альтернативного решения. Наиболее действенный и простой способ снижения вязкости – разбавление водой – неприемлем, ибо это должно привести к резкому падению плотности и прочности клеящей прослойки, которая даже в условиях высокой вязкости (высокой

плотности раствора) после отвердевания не имеет высокой прочности. Поэтому в жаростойких бетонах расход жидкого стекла составляет 300–400 кг/м<sup>3</sup> [4]. Следовательно, здесь присутствует много щелочного оксида (Na<sub>2</sub>O) и воды, что осложняет получение прочных связующих прослоек в сформировавшемся каркасе бетона, в котором при удалении влаги имеют место усадочные деформации, пропорциональные объему удаленной влаги. Эти деформации происходят неравномерно по объему материала, в результате чего формируется пористая прослойка связующего, находящаяся в напряженном состоянии. При механических или термических напряжениях в таких клеевых швах, отличающихся повышенной дефектностью, активно зарождаются и развиваются трещины, что и предопределяет повышенную хрупкость и пониженную прочность и термостойкость бетонов на жидкостекольных композициях. А главное, большое содержание щелочного оксида Na<sub>2</sub>O -легкоплавкого составляющего в жидких стеклах с силикатным модулем (CM) равным 2,7-3,0 снижает возможные температуры применения жаростойких бетонов в зависимости от применяемых огнеупорных заполнителей.

Ранее проведенные всесторонние теоретические и экспериментальные исследования показали возможность снижения содержания Na<sub>2</sub>O путем использования в бетоне в качестве связки тонкодиспергированного безводного силиката натрия и различных огнеупорных веществ (шамота, магнезита, кварцита, динаса, карборунда, хромомagneзита и т. д.). При этом получают композиционные вяжущие и на их основе жаростойкие бетоны [5].

Поскольку полисиликаты представлены одной из разновидностей силикатных систем, т.е. коллоидным кремнеземом, включающим водные растворы кремниевых кислот, золи, полисиликаты и силикатные растворы, высокую термическую стойкость жарос-

Термическая стойкость шамотного жаростойкого бетона

Составы	Состав бетонной смеси, % по массе			Термостойкость, водяные теплосмены при 1200°С, при	
	Шамот	Композиционное вяжущее		одностороннем нагреве	всестороннем нагреве
		Тонкомолотый шамот	<div>Силикат натрия</div> <div>Полисиликат натрия</div>		
1	90	9	<div>1</div> <div>1</div>	<div>11</div> <div>16</div>	<div>13</div> <div>19</div>
2	80	18	<div>2</div> <div>2</div>	<div>29</div> <div>41</div>	<div>34</div> <div>46</div>
3	70	27	<div>3</div> <div>3</div>	<div>22</div> <div>32</div>	<div>29</div> <div>40</div>
4	90	8	<div>2</div> <div>2</div>	<div>15</div> <div>22</div>	<div>18</div> <div>26</div>
5	80	16	<div>4</div> <div>4</div>	<div>41</div> <div>59</div>	<div>45</div> <div>63</div>
6*	70	24	<div>6</div> <div>6</div>	<div>43</div> <div>62</div>	<div>48</div> <div>65</div>
7	90	7	<div>3</div> <div>3</div>	<div>19</div> <div>27</div>	<div>23</div> <div>29</div>
8*	80	14	<div>6</div> <div>6</div>	<div>более 50</div> <div>более 60</div>	<div>более 50</div> <div>более 60</div>
9*	70	21	<div>9</div> <div>9</div>	<div>более 50</div> <div>более 60</div>	<div>более 50</div> <div>более 60</div>

**Примечание:** х) Температура нагрева образцов бетонов, изготовленных из данных составов, составляла 900°С. В числителе приведены значения показателей для силикатнатриевого композиционного вяжущего, в знаменателе - для полисиликатнатриевого композиционного вяжущего

тойких бетонов можно ожидать и на основе полисиликатнатриевых композиционных вяжущих. Кроме того, полисиликаты натрия обладают уникальными связующими свойствами, что обеспечивает возможность их широкого применения в композициях с различным целевым назначением. Также известно, что использование полисиликатов в клеевых композициях придает материалам большую водостойкость и улучшают термостойкость огнеупорных материалов [3, 4].

До настоящего времени нет единой методики определения термической стойкости жаростойких материалов: обжиговые материалы испытывают, применяя одни методы, а для жаростойких бетонов используются другие. Поэтому результаты не поддаются сравнению.

С целью сравнения показателей термической стойкости жаростойких бетонов на полисиликатнатриевых композициях с обжиговыми огнеупорными материалами образцы в виде нормального кирпича подвергали одностороннему нагреву до заданной температуры, выдерживали 15 мин и охлаждали проточной водой комнатной температуры.

Для получения показателей, по которым можно было бы провести сравнение исследуемых бетонов с другими видами жаростойких бетонов, испытывали образцы-кубы с размером ребра 7,07 см, которые подвергали всестороннему нагреву до заданной температуры, выдерживали при ней в течение 45 мин и охлаждали в воде 3-4 мин. Затем образцы выдерживали на воздухе 5-10 мин, и цикл повторяли до разрушения образцов или потери ими 20% массы. Результаты испытаний различных составов шамотного жаростойкого бетона на силикатнатриевом и полиси-

ликатнатриевом композиционных вяжущих приведены в табл. 1.

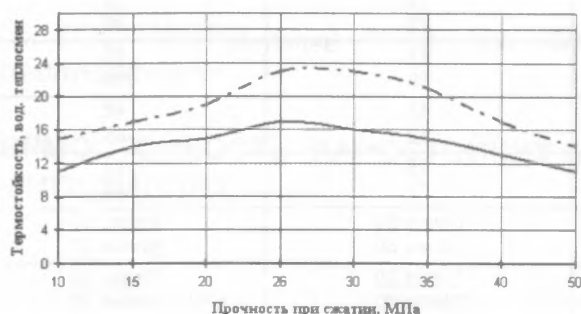
Анализируя полученные результаты, можно сделать следующие выводы: увеличение содержания в бетонной смеси полисиликатов и силикатов натрия (до рассматриваемых пределов) вызывает повышение термической стойкости бетона; увеличение до определенного предела содержания тонкомолотого шамота также повышает термическую стойкость бетона (составы 2 и 5); шамотные жаростойкие бетоны на полисиликатах натрия по термической стойкости вполне конкурентоспособны по отношению как к обжиговым материалам, так и к жаростойким бетонам на силикатах натрия.

Ранее проведенные нами исследования по оптимизации (с применением симплекс-решетчатого метода планирования эксперимента) состава муллитокорундового жаростойкого бетона на силикатнатриевом композиционном вяжущем по плотности и прочности образцов после сушки и по их термической стойкости показали следующие результаты.

Наивысшей плотностью и наибольшей прочностью характеризовались образцы, изготовленные из состава со следующей гранулометрией заполнителя: Ø5-3; Ø1,25-1; Ø менее 0,315 составили соответственно 45-47; 10-12; 45-42 в % по массе. При этом расход вяжущего был равен 20% по массе и учитывался в составе мелкой фракции. Однако термическая стойкость образцов из этого состава не превышала 12 водных теплосмен при 1300 °С.

Наиболее высокая термическая стойкость (33 водные теплосмены при 1300°С) была получена на образцах в виде нормального кирпича, изготовлен-

ных из бетонной смеси со следующей granulометрией заполнителя: Ø5-3; Ø2,25; Ø менее 0,315 мм составили соответственно 50-55; 0-5; 45-50 в % по массе. При этом отмечалось снижение средней плотности (на 1,2%) и прочности (на 2,2%) образцов по сравнению с образцами, изготовленными из первого состава. При выполнении исследований была отмечена также зависимость термической стойкости бетона от его прочности после сушки, на которую, в свою очередь, влияет содержание в составе бетона вяжущего и в конечном счете как силиката, так и полисиликата натрия (см. рисунок).



**Зависимость термостойкости (водных теплосмен при 1300 °С) муллитокорундового жаростойкого бетона от прочности при сжатии**

—— жаростойкий муллитокорундовый бетон на силикат-натриевом композиционном вяжущем; — · — · — жаростойкий муллитокорундовый бетон на полисиликат-натриевом композиционном вяжущем

В муллитокорундовом бетоне наиболее высокие показатели термической стойкости наблюдались при прочности 26-30 МПа (на силикатах натрия) и 25-32 МПа (на полисиликатах натрия). Повышение прочности приводило к снижению показателя термической стойкости. Это явление можно объяснить увеличением образования стеклофазы при нагревании бетона за счет повышения содержания вяжущего и, в конечном счете, повышением жесткости структурных связей. Поэтому не надо стремиться к чрезмерному повышению исходной прочности бетона за счет увеличения расхода вяжущего, так как при этом существенно снижается продолжительность службы материала.

Кроме того, следует отметить еще одну важную особенность жаростойкого бетона, содержащего тонкомолотую карбонатную породу (мел), на муллитокремнеземистом заполнителе. В его структуре, а точнее в структуре вяжущего, при температурах 720-900 °С происходят изменения — идет образование микропор за счет удаления  $\text{CO}_2$ , возникающего при декарбонизации мела. Прирост общей пористости бетона за счет этого невелик и составляет 2,6%. Однако эта пористость при равномерном распределении ее в материале, как нам представляется, является компенсатором термических напряжений, чем частично можно объяснить повышенную термическую стойкость данного бетона.

Вторым фактором, повышающим термическую стойкость бетона, является образование муллита и

диалюмината кальция в результате физико-химических процессов, происходящих в вяжущем при температуре выше 1250 °С. Из-за игольчатой структуры эти новообразования не создают сплошного контакта с зернами заполнителя, так как оси игольчатых кристаллов в основном направлены перпендикулярно к поверхности зерен заполнителя. Такое строение контактной поверхности также способствует релаксации термических напряжений в бетоне.

При аналитической оценке термической стойкости материала следует учитывать, что его физические свойства обычно зависят от температуры. Поэтому показатели этих свойств следует определять при температуре возникновения максимальных напряжений в теле при термическом ударе. В общем случае сопротивление изделия разрушению при термическом ударе повышается с увеличением теплопроводности и прочности, а также при уменьшении модуля упругости и коэффициента расширения материала. Наилучшим образом этому условию отвечает жаростойкий бетон на карбидкремниевом заполнителе. А присутствие в бетоне карбонатной добавки — доломита, как в бетоне на муллитокорундовом заполнителе, будет способствовать образованию равномерной пористой структуры, компенсируя тем самым термические напряжения, обусловленные частичным окислением карбида кремния. Кроме того, продукты декарбонизации доломита ( $\text{CaO}$  и  $\text{MgO}$ ) при высоких температурах взаимодействуют с кремнеземом, образовавшимся в результате гидролиза силиката натрия и при частичном окислении карбида кремния, образуя при этом гидросиликаты кальция и магния. Это же, в свою очередь, как уже отмечалось ранее, способствует уменьшению процесса окисления карбидкремниевых бетонов.

Рассматривая в этом плане термическую стойкость диноскокварцитового бетона, можно отметить, что значения прочности, теплопроводности и модуля упругости диноса могли бы обеспечить достаточную прочность и высокую термостойкость бетона. Однако вследствие большой величины термического коэффициента линейного расширения (т.к.л.р.) при температурах низкотемпературных превращений кварца, тридимита и особенно кристобалита диноса оказывается термически неустойчив при относительно низких температурах, главным образом ниже 300 °С. Если же при охлаждении нагретого диноса не перейти температурный предел низкотемпературных превращений, то можно получить огнеупор с очень высокой термостойкостью, так как величина т.к.л.р. и при высоких температурах весьма мала.

Существуют разные способы повышения термической стойкости диноса. Один из них — введение в состав материала различных добавок. Например, незначительное снижение содержания  $\text{Al}_2\text{O}_3$  уменьшает допустимую скорость нагрева диноса, что может быть объяснено меньшим температурным интервалом превращения кристобалита при малом содержании глинозема [7]. С другой стороны, уменьше-

Термическая стойкость жаростойких бетонов на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем

Показатели свойств	Бетоны							
	карбид-кремниевый	шамотный	муллитокорундовый	хромомagneзитовый	магнезитовый	цирконовый	динасокварцитовый	корундовый
Термостойкость, число водяных теплосмен после термообработки при 1300°C	более 70	50-60	31-33	более 70	10-11	30-33	8-9	13-14

ние содержания в динасе  $Al_2O_3$  значительно повышает модуль сдвига. Таким образом, при малом содержании  $Al_2O_3$  интенсивность расширения при превращении кристобалита возрастает, тогда как жесткость черепка увеличивается, что и должно приводить к снижению термостойкости.

Введение оксидов железа снижает термостойкость динаса, что связано с некоторым увеличением модуля его сдвига. Добавка алюмината бария, например, повышает термическую стойкость динаса. Установлено, что термостойкость динаса повышается также при насыщении его растворимым стеклом [7]. Следовательно, динасокварцитовый бетон на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем будет обладать высокой термостойкостью, по сравнению с бетоном на силикатнатриевом композиционном вяжущем.

Результаты испытаний на термическую стойкость динасокварцитового, а также других видов исследованных нами бетонов приведены в табл. 2.

Таким образом, проведенные нами исследования показали, что наряду с высокой прочностью после

сушки и нагрева до высоких температур, температуры начала деформации, огнеупорности жаростойкие бетоны на полисиликатнатриевых композиционных вяжущих обладают высокими показателями термостойкости, по сравнению с традиционными огнеупорами и жаростойкими бетонами на силикатах натрия. Это объясняется отсутствием в их составе гидратных соединений, малокомпонентностью систем и низким содержанием легкоплавкого составляющего – оксида натрия.

### Библиографический список

1. Кашеев И.Д. и др. Химическая технология огнеупоров: Учебное пособие. - М.: Интермет Инжиниринг, 2007. - 752 с.
2. Пивинский Ю.Е. Неформованные огнеупоры: Справочное издание: в 2-х томах. Т.1. Книга. Общие вопросы технологии. - М.: Теплотехник, 2004. - 448 с.
3. Патент Японии №29-4640, кл. 20 В 4, 1954.
4. Тарасова А.П. Жаростойкие бетоны на жидком стекле и бетоны на их основе. - М.: Стройиздат.
5. Тотурбиев Б.Д. Строительные материалы на основе силикат-натриевых композиций. - М.: Стройиздат, 1988. - 208 с.
6. Кайнарский И.С. Динас. - М.: Металлургиздат, 1961. - 469 с.

## ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

А. ПИСКУНОВ, асп., А. ИВАНОВ, д-р техн. наук, В. БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф.

### УЧЕТ КОРРОЗИОННЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ ПРИ ОЦЕНКЕ ПО СНиП СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Анализ отказов эксплуатируемых железобетонных конструкций показывает, что во многих случаях их причиной является обусловленный коррозионными повреждениями дефицит силового сопротивления железобетона сжатию. Это потребовало специфической постановки задачи оценки остаточного ресурса несущей способности поврежденного железобетона. Приемлемым решением этой задачи может быть уточненный учет влияния повреждений методом действующих СНиП.

Основой этого метода, как известно, является сравнение расчетного ресурса моментного силового сопротивления так называемого опасного сечения железобетонного элемента  $M_{np}$  с действующим от внешней сжимающей нагрузки изгибающим моментом  $M$ , вычисляемым с учетом продольного изгиба (рис. 1).

$$M \leq M_{np} \quad (1)$$

где  $M$  - действующий в сечении изгибающий момент от внешней сжимающей силы  $N$ ;  $M_{np}$  - расчетный предельный изгибающий момент, воспринимаемый железобетонным элементом (отметим, что  $M$  и  $M_{np}$  удобно вычислять относительно центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой или менее сжатой зоне сечения).

Примем

$$M = Ne = N(\eta \cdot e_0 + e_s + e_a) \quad (2)$$

Здесь  $e_0$  - эксцентриситет приложенной силы  $N$  относительно центра тяжести приведенного сечения;  $e_s$  - расстояние между центром тяжести приведенного сечения и центром тяжести растянутой арматуры;  $e_a$  - случайный эксцентриситет [1].

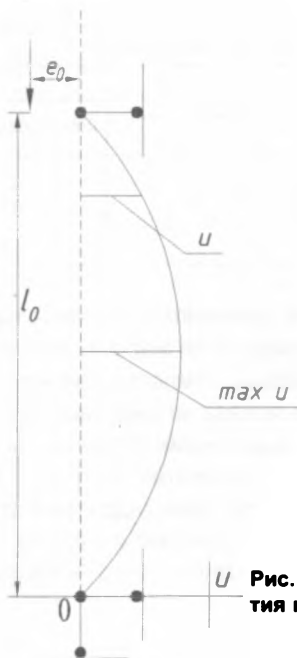


Рис. 1. Схема внецентренного сжатия колонны

$$1 < \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} < 2,5 \quad (3)$$

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{l} \right)^2 D, \quad (4)$$

где  $\eta$  - коэффициент, учитывающий увеличение эксцентриситета за счет роста прогибов при продольном изгибе;  $l = \mu \cdot l_0$  - расчетная длина сжатого стержня ( $\mu$  - множитель граничных условий,  $l_0$  - геометрическая длина);  $D$  - изгибная жесткость приведенного сечения колонны, отсчитываемая относительно центра тяжести приведенного сечения.

Особенность рассматриваемой задачи состоит в выявлении и учете влияния уровня напряженного состояния и коррозионных повреждений на кинетику неравновесных процессов, на механические характеристики бетонов: прочность, деформируемость; граничные условия конструкции; на гистерезисные потери потенциала силового сопротивления. Перечисленные факторы входят в расчетные соотношения для  $M_{np}$ , для  $D$  и положения центра тяжести приведенного сечения.

#### Исходные посылки

Задача решается для стадии устойчивого напряженного деформированного состояния ( $m \geq 1$  [2]), глубины коррозионного повреждения ( $z + \delta \leq x$ , (рис. 2), где  $z$  - толщина слоя полностью разрушенного бетона,  $\delta$  - толщина слоя частично поврежденного бетона,  $x$  - высота сжатой зоны железобетонного элемента [3]

$$\delta = f_m \delta_{кр}.$$

При  $m = 1$   $f_1 = 1 - \Delta \delta(t_0) e^{-\alpha(t, t_0)}$ . (5)

При  $m > 1$

$$f_m = 1 - \left( \Delta \delta(t_0)^{[(-m)+1]} + [(-m)+1] \alpha(t, t_0) \right)^{[(-m)+1]}, \quad (6)$$

где  $\alpha$ ,  $m$ ,  $\Delta \delta(t_0)$ ,  $\delta_{кр}$  - эмпирические величины, зависящие от уровня напряженного состояния, агрессивной среды, возраста бетона в начале коррозионного воздействия;  $t$ ,  $t_0$  - начало и конец наблюдения.

Например,  $m(\eta, \alpha) = \sum_{i=0}^{i=n} q_m \eta^i$  (для  $n = 2$   $a_{m2} < 0$ ) (7)

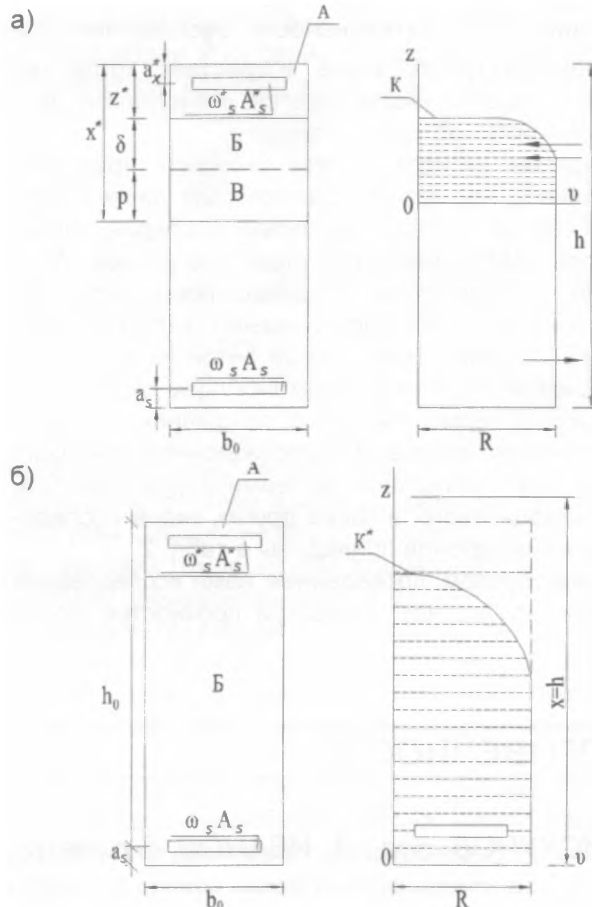


Рис. 2. Схема поперечных сечений при разных эксцентриситетах приложения внешней сжимающей силы

а - большой эксцентриситет; б - малый эксцентриситет (заштрихована расчетная эпюра сжатия бетона)

Считается, что коррозионное воздействие следует после силового нагружения; функция повреждения сжатой части сечения зоны Б аппроксимируется записью (см. рис. 2.) [3]

$$K'(z) = \sum_{i=0}^{i=2} a_i \cdot z^i \quad \text{при } a_2 \leq 0, \quad (8)$$

где  $a_0 = 1 - \left( \frac{p}{\delta} \right)^2$ ;  $a_1 = \frac{2p}{\delta^2}$   $a_2 = -\frac{1}{\delta^2}$ . (9)

Здесь  $b_0$ ,  $h$ ,  $h_0$ ,  $x$ ,  $a_s$ ,  $a'_s$ , а также  $\omega_s$ ,  $A_s$  и  $A'_s$  - общепринятые геометрические характеристики сечения и характеристики арматуры.

В дальнейшем при  $z > a_s$  сжатая арматура в расчетах не учитывается; функция повреждения  $K(z)$

одинакова для всех механических характеристик бетона:

$$K'(z) = \frac{R'(z)}{R} = \frac{E'(z)}{E} = \frac{G'(z)}{G} = \frac{C_0}{C'(z)} = \frac{K'_{обр}}{K_{обр}} = \dots, \quad (10)$$

где  $R$  - предел прочности;  $E$  - модуль осевой деформации;  $G$  - модуль сдвигового деформирования;  $C$  - мера ползучести;  $K_{обр}$  - коэффициент обратимости деформации.

Реологическое уравнение неравновесного силового сопротивления принимается в квазилинейной форме [4]:

$$\varepsilon(\sigma, t) = \frac{S[\sigma(t)]}{E_{вр.л.}(t, t_0)}, \quad (11)$$

где  $S[\sigma(t)] = \sigma(t) \bar{S}^0[\sigma(t)]$ ;

$$\bar{S}^0[\sigma(t)] = 1 + \bar{\nu} \left[ \frac{\sigma(t)}{m} \right]^{\bar{m}} \text{ или } \bar{S}^0[\sigma(t)] = a \sigma^{b-1}.$$

$$\frac{1}{E_{вр.л.}(t, t_0)} = \frac{1}{E_{мг}^0(t)} + C(t, t_0) - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} \cdot \frac{dC(t, \tau)}{d\tau} d\tau, \quad (12)$$

где  $\varepsilon$  - полная относительная деформация;  $\sigma$  - напряжения;  $S$  - функция напряжения;  $\bar{S}^0$  - функция нелинейности;  $E_{вр.л.}$  - линейный временный модуль деформации [4];  $E_{мг}^0(t)$  - начальный модуль мгновенной деформации;  $C(t, t_0)$  - начальная мера запаздывающих деформаций (деформация ползучести);  $\bar{\nu}$ ,  $\bar{m}$ ,  $a$ ,  $b$  - эмпирические параметры нелинейности [4].

В (8) нелинейность силового деформирования отражается функцией нелинейности  $\bar{S}^0$ , режимы силового деформирования - третьим слагаемым согласно (12); в частности:

$$\text{при } \sigma(t) = \sigma(\tau) = \text{const}(\text{СНИП}) \quad (13)$$

$$E_{вр.л.}(t, t_0) = \frac{E_{мг}^0(t)}{[1 + E_{мг}^0(t) \cdot C(t, t_0)]} \quad (14)$$

$$\text{При разгрузке считается, что } \bar{S}^0 = 1 \quad (15)$$

Диаграммы напряжений сжатия - полные относительные деформации для бетона согласно (11), (12), (15) - представлены на рис. 3.

Приведенные посылки, включенные в известные решения, приводят к решению поставленной задачи:

высота сжатой зоны  $x'$ , определяемая из условия равновесия всех сил на вертикальную ось, равна [4]:

$$x' = \frac{\omega_s A_s \sigma_s + N}{b_0 R_b} + z' + 1/3 \cdot \delta. \quad (16)$$

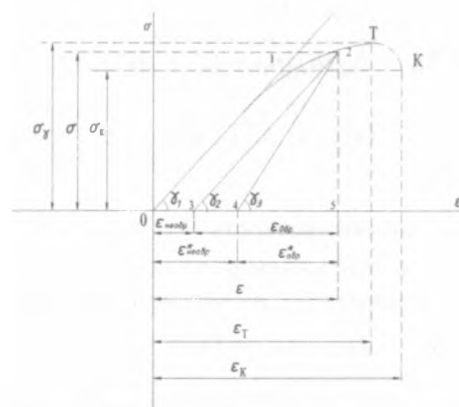


Рис. 3. Диаграммы напряжений - полные относительные деформации

$T$  - точка "невозврата" (вершина кривой  $\sigma - \varepsilon$ ),  $\angle \varphi_1 = \angle \varphi_2$  [4],  $\angle \varphi_1 < \angle \varphi_3$ ;  $\sigma$  и  $\varepsilon$  - текущие значения напряжения и полных относительных деформаций;  $\sigma_T$  и  $\varepsilon_T$  - напряжения и полные относительные деформации, соответствующие точке "невозврата"  $T$  (наибольшие фиксируемые напряжения);  $\varepsilon_{обр}$  и  $\varepsilon_{обр}^*$  - обратимые полные относительные деформации (без коррозионных повреждений и с коррозионными повреждениями);  $\varepsilon_{необр}$  и  $\varepsilon_{необр}^*$  - тоже необратимые полные относительные деформации;  $\sigma_K$  и  $\varepsilon_K$  - конечные напряжения и полные относительные деформации

Применительно к рис. 2:

$x' \leq x_R$  - случай большого эксцентриситета (а)

$x' > x_R$  - случай малого эксцентриситета (б),

в том числе при:

$x' < h$  - рабочая арматура  $A_s$  растянута

$x' = h$  - рабочая арматура  $A_s$  сжата (нулевые напряжения)

$x_R$  - определяется по СНиП.

Положение центра тяжести приведенного сечения  $y_{цт}$  отсчитывается от растянутой грани:

$$y_{цт} = \frac{\sum A_i E_i y_i}{\sum A_i E_i}, \quad (17)$$

где

$$A_b E_{вр.л.} y_b = \frac{b_0 E_{мг}^0}{\bar{S}^0(R)(1 + \lambda)} \int_p^{p+\delta} K'(y)[(h - x') + z] \cdot dy;$$

$$A_n E_{вр.л.} y_n = b_0 p [(h - x') + p/2] \frac{E_{мг}^0}{\bar{S}^0(R)(1 + \varphi)};$$

$$A_s E_s \xi_s = \frac{\omega_s A_s E_s a_s}{\psi_s}. \quad (18)$$

$$\text{При } \bar{S}^0(R) = 1 + \nu \quad \varphi = E_{мг}^0 C^0.$$

Предельный изгибающий момент  $M_{np}$ , воспринимаемый поврежденным коррозией железобетонным элементом, отсчитывается относительно центра тяжести растянутой арматуры:



$$M_{np} = M_n + M_b$$

При  $M_n = b_0 p R_b [h_0 - (z^* + \delta) - p/2]$

$$M_b^* = b R_b \int_p^{p+\delta} K^*(y) [h_0 - (z^* + \delta) + y] \cdot dy \quad (19)$$

Изгибная жесткость  $D_{np}^*$  [4] железобетонного элемента, отсчитываемая от центра тяжести приведенного сечения (17), вычисляется из функции:

$$D_{np}^* = D_{b_c}^* + D_{b_t}^* + D_s^*, \quad (20)$$

где  $D_{b_c}^*$  - жесткость сжатой зоны;  $D_{b_t}^*$  - жесткость растянутой зоны;  $D_s^*$  - жесткость растянутой (или менее сжатой) арматуры.

Теперь для  $x^* < h_0$

$$D_{b_c}^* = D_b + D_b^* \quad D_s^* = \frac{\omega_s E_s A_s}{\psi_s} y_s^2,$$

$$\text{где } D_b = \frac{E_{вр.л.} b_0 p}{\bar{S}^0(R)(1+\lambda)} y_n^2$$

$$D_b^* = E_{вр.л.} b_0 \int_{A_s} \frac{K(y)}{\bar{S}^0(y)} y^2 dy. \quad (21)$$

Здесь  $\psi_s$  коэффициент влияния растянутой зоны бетона.

Для  $x^* = h_0$ , когда все сечение сжато, а по мере роста выгиба наименее сжатая зона разгружается, расчетный модуль деформации принимается равным начальному для неповрежденного коррозией элемента  $\bar{E}_{вр.л.} = \bar{E}_{вр.л.}$  или для поврежденного коррозией элемента [4]  $\bar{E}_{вр.л.}^* = \frac{E_{вр.л.}}{K^*(y)}$ , откуда  $D_{b_t}^* = \frac{E_{вр.л.} b_0 y_{um}^3}{2K^*(y)}$  и  $D_b^* = \omega_s E_s y_s^2$ .

Таким образом, установлены все входящие в расчетный алгоритм величины (1), (4), (5), необходимые для определения по СНиП силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных колонн при сжатии [1].

### Библиографический список

1. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. Ред. 2010.
2. Бондаренко В.М. К вопросу об устойчивом и неустойчивом сопротивлении железобетонных конструкций, поврежденных коррозией. Известия Орел ГТУ серия "Строительство. Транспорт", № 3/23 (555), 2009.
3. Бондаренко В.М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде // Бетон и железобетон. - 2008. - № 2.
4. Бондаренко В.М. Особенности силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных элементов знакопеременному нагружению // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - 2011. - № 1.

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

**А.Н. РАЕВСКИЙ**, д-р техн. наук, проф. (Пензенский государственный ун-т архитектуры и строительства); **В.В. ТЕРЯНИК**, канд. техн. наук, доц. (Тольяттинский государственный ун-т)

### УТОЧНЕНИЕ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НЕНАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ

Известно, что для нормальной эксплуатации конструкции должно соблюдаться общее требование строительных норм [3, 4]

$$\gamma F \leq \Phi \cdot K, \quad (1)$$

Здесь  $F$  - фактическая нагрузка на конструкцию в момент обследования, когда выявлены дефекты и повреждения;  $\Phi$  - несущая способность конструкции без учета повреждений и дефектов, определяемая расчетом из условия прочности и устойчивости по фактическим значениям площадей сечений  $A_b$ ,  $A_s$  и прочности бетона и стали  $R_b$  и  $R_s$ ;  $K$  - коэффициент снижения несущей способности конструкции при наличии дефектов и повреждений, значение которого может быть установлено на основе результатов обследований;  $\gamma$  - коэффициент надежности по материалу.

Для практических расчетов условие (1) удобно представить в виде

$$F \leq (1/\gamma) \cdot \Phi \cdot K \quad (2)$$

Чтобы правильно решить вопрос, какие элементы конструкции надо усиливать и по какой причине, условие (2) необходимо проверить для каждого элемента конструкции отдельно. Для внецентренно сжатых элементов:

а) из условия прочности

$$M_{факт} \leq (\gamma_b, \gamma_s) \cdot M_{np}, \text{ или } N_{факт} \leq (\gamma_b, \gamma_s) \cdot N_{np}; \quad (3)$$

б) из условия устойчивости

$$N_{факт} \leq (\gamma_b, \gamma_s) \cdot N_{cr}, \quad (4)$$

где  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  - коэффициенты надежности по бетону и арматуре.

Как будет показано ниже, для внецентренного сжатых элементов средней и большей гибкости (до  $\lambda \leq 120$  [6]) несущая способность при потере устойчивости всегда бывает меньше, чем из условия прочности  $N_{np}$ . Однако методика определения  $N_{cr}$  из условия устойчивости для внецентренно сжатых элементов (колонн) при малых и средних эксцентриситетах  $e_0$  с учетом гибкости  $\lambda$  разработана пока недостаточно. По имеющейся методике расчета бетонных и железобетонных колонн в СНиПе [3] проверка устойчивости выполняется в косвенном виде и приближенно. При этом проектировщики не имеют возможности строгой оценки несущей способности таких колонн из условия устойчивости. А для решения вопроса о необходимости усиления сжатых колонн следует более точно проверить их несущую способность из условия возможной потери устойчивости. Особенно это относится к колоннам средней и большой гибкости (до  $\lambda \leq 120$  [6]).

Для проверки несущей способности гибких сжатых элементов при  $\lambda \geq 14$  нормы рекомендуют использовать условие [3]:

$$N_{расч} \cdot e \geq M_{np} = R_b A_b \cdot Z_b + R_{sc} A_s \cdot Z_s, \quad (5)$$

где для прямоугольного сечения с симметричной арматурой  $A_s$  и  $A_s$

$$e = e_0 \cdot \eta + \left(\frac{h}{2} - a\right), \quad e_0 = M / N + e_a \quad (6)$$

В этой формуле  $\eta$  - коэффициент, учитывающий влияние поперечного прогиба колонны на увеличение расчетного момента от  $N$ , определяемый по приближенной формуле:

$$\eta = 1 / (1 - N_{расч} / N_{cr}), \quad (7)$$

где  $N_{cr}$  - условная критическая сила для сжатой колонны, определяемая по обобщенной формуле, учитывающей неупругие свойства сжатого бетона и характера действия нагрузки, учитываемого коэффициентом  $\varphi_e$ .

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[ \frac{J_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e / \varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (8)$$

$$\text{где } \alpha = E_s / E_b, \quad \delta_e = e_0 / h \geq (0,5 - 0,01 l_0 / h - 0,01 R_b). \quad (9)$$

Недостатком методики [3] является приближенная формула (7), которая при больших значениях  $N_{расч}$  дает неоправданно большое значение  $\eta$ . Теоретически, при  $N_{расч} \rightarrow N_{cr}$   $\eta \rightarrow \infty$ . Чтобы не было большого перерасхода арматуры в правой части условия (4), СНиП ограничивают максимальное значение этого коэффициента ( $\eta_{max} = 2,5$ ), чему соответствует отношение:

$$N_{расч} / N_{cr} = 0,6. \quad (10)$$

Произведем уточнение формулы (7). Тогда расчетный изгибающий момент от силы  $N$  относительно центра тяжести оси колонны будет определяться выражением:

$$\begin{aligned} M_{расч} &= N_{расч} \cdot (e_0 + f_{расч}) = \\ &= N_{расч} \cdot e_0 (1 + f_{расч} / e_0) = N \cdot e_0 \cdot \eta, \end{aligned} \quad (11)$$

$$\text{где } \eta = (1 + f_{расч} / e_0) \quad (12)$$

Формула для коэффициента  $\eta$  по (12) принципиально отличается от приближенной формулы (7), представленной в СНиП и в СП. В ней в явном виде фигурирует поперечный прогиб, влияющий на величину расчетного момента для внецентренно сжатой стойки.

В последние годы при строительстве жилых, общественных и промышленных зданий начали широко применять бетон повышенной и высокой прочности (до 800 МПа). Внедрение высокопрочных бетонов при изготовлении несущих каркасов обусловило применение конструкций сжатых колонн меньшего сечения, по сравнению с сечениями из обычного бетона. При этом гибкости их возрастают, поэтому возникает опасность потери устойчивости первоначальной деформации изгиба колонн в плоскости эксцентриситета или из плоскости. Таким образом, актуальность разработок по совершенствованию методики проверки устойчивости таких колонн возрастает. При этом важными факторами в решении задачи устойчивости являются более точный учет неупругих свойств материала (бетона), геометрических характеристик сечения и расчетных эксцентриситетов  $e_0$ , а также расчетных длин колонн, входящих в состав каркаса.

За последние годы вопрос совершенствования нормативных рекомендаций поднимался многократно проектировщиками и исследователями [1, 5, 6]. Здесь особо надо отметить натурные эксперименты, выполненные в С. Петербургском строительном университете Д.О. Астафьевым [1] и в Ровенском техническом университете В.С. Бабиным [2]. Исследования [1] проводились на рамном каркасе с гибкостью колонн  $\lambda = 80$ . В [2] использованы одиночные колонны гибкостью 95. Здесь варьировались эксцентриситеты приложения продольной силы  $e_2 / e_1 = 0; 0,5$  и 1 при  $e_1 = 10$  см.

Общим выводом этих исследований является доказательство исчерпания несущей способности колонн вследствие потери устойчивости первоначальной изогнутой их оси при достижении критического значения прогиба. При этом найденные значения близко совпадали с уточненными теоретическими значениями  $N_{cr}$ , полученными другими авторами. В работе [2] уточняется формула (7) для определения  $\eta$ , но по структуре она остается такой же. В работе [1] уточняется формула для определения  $N_{cr}$  с использованием коэффициента продольного изгиба  $\varphi_e$ , зависящего от гибкости  $\lambda$ , относительного эксце-

нтриситета  $m = e_0 A / W$  и класса бетона. Для прямоугольного сечения  $W = bh^2/6$ , тогда

$$m = e_0 (bh) \cdot 6 / bh^2 = 6e_0 / h. \quad (13)$$

Экспериментальные значения  $N_{cr}$ , полученные в [2], очень близко совпадают с теоретическими  $N_{cr}$ , найденными из общего условия потери устойчивости (2 рода) внецентренно сжатых колонн в виде:

$$dN/df = 0. \quad (14)$$

При кубической и квадратной зависимостях

$$\sigma = \alpha_1 \varepsilon - \alpha_3 \varepsilon^3 \text{ и } \sigma = \alpha_1 \varepsilon - \alpha_2 \varepsilon^2, \quad (15)$$

здесь  $\alpha_1 = E_b$ ,  $\alpha_3 = E_b / 3\varepsilon_{пп}^2$ ,  $\alpha_2 = E_b / 2\varepsilon_{пп}$ ;  $\varepsilon_{пп}$  - относительная деформация бетона при напряжении, равном пределу прочности  $\sigma_{пп} (R_b)$ .

Использованы допущения: деформация стойки в предельном состоянии по устойчивости происходит по полуволне синусоиды; при выводе основных уравнений используется закон плоских сечений.

$$N = \int_A \sigma_z dA = \frac{E}{\rho} \int_A z dA - \frac{a_3}{\rho^3} \int_A z^3 dA.$$

$$M = \int_A \sigma_z z \cdot dA = \frac{E}{\rho} \int_A z^2 dA - \frac{a_3}{\rho^3} \int_A z^4 dA. \quad (16)$$

В результате решения приведенных уравнений получена новая формула для определения  $N_{cr}$ , в которой поперечные прогибы внецентренно сжатой стойки учтены более точно, по сравнению с нормами

$$N_{cr} = N_{cr}^* \cdot k_n, \quad (17)$$

где  $N_{cr}^* = \pi^2 E_b J_b / \lambda^2$  - в упругой стадии работы бетона;  $k_n$  - коэффициент, учитывающий деформацию внецентренно сжатой стойки с учетом нелинейности материала, значение которого всегда меньше 1 (коэффициент нелинейности).

В нашей работе получена формула для  $k_n$  и приводится методика решения уравнений по определению поперечных прогибов  $f_{cr} = f_{max}$  при кубической зависимости  $\sigma_z - \varepsilon$ .

$$k_n = \frac{g_1}{\left(1 + \frac{e_0}{f}\right)}, \quad (18)$$

$$\text{где } g_1 = 1 - \frac{e_0}{(3 \cdot e_0 + 2 \cdot f)}. \quad (19)$$

Здесь  $f$  - поперечный прогиб, определяемый из решения кубического или квадратного уравнения, для решения которого предлагается удобный итерационный способ.

Доказано, что с увеличением эксцентриситета продольной силы значение коэффициента нелинейности уменьшается. Получены графики зависимости коэффициента нелинейности от поперечного прогиба

элемента при различных значениях относительного эксцентриситета и гибкости. Разработана методика решения уравнений по определению поперечных прогибов. Формула (17) может быть использована для построения кривых равновесных состояний  $N - f$ . Произведена оценка несущей способности сжатых элементов различной гибкости по условиям прочности и устойчивости, в том числе для железобетонных колонн из серии испытанных С.В. Бабиным и Д.О. Астафьевым при гибкостях  $\lambda = 98$  и  $78$ .

Приведем примеры вычисления по полученной формуле для железобетонных колонн из серии, испытанных в [2]. Исходные данные: шарнирно опертая внецентренно сжатая колонна (см. рисунок) с равными концевыми эксцентриситетами приложения внешней продольной силы  $e_1 = e_2 = 2$  см = 20 мм. Длина колонны:  $l = l_0 = 274$  см = 2,74 м. Сечение колонны:  $b \times h = 16 \times 10$  см. Материал конструкции: тяжелый бетон; арматура класса А - III  $4 \times \varnothing 10$ .

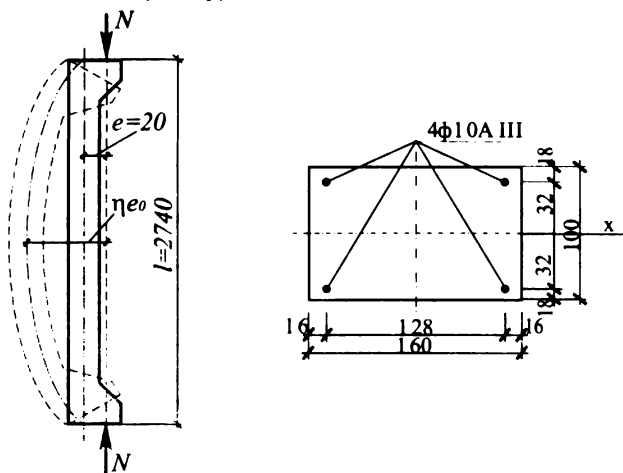


Схема внецентренно сжатой колонны

По результатам экспериментальных исследований лабораторных образцов получены следующие расчетные характеристики:

для бетона:  $R_b = 21$  МПа = 206 кгс/см<sup>2</sup>;  $E_b = 25306$  МПа =  $2,43 \cdot 10^5$  кгс/см<sup>2</sup>; относительное удлинение при сжатии:  $\varepsilon_{nn} = 0,0022$ ; для арматуры:  $R_s = 544$  МПа = 5330 кгс/см<sup>2</sup>;  $E_s = 210000$  МПа =  $2,06 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>.

Средняя экспериментальная нагрузка по результатам испытаний серии образцов (3 шт.) составила 13,6 тс, или 133,28 кН.

1. Производим расчет геометрических характеристик сечения

Момент инерции бетонного сечения составляет:

$$J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{16 \cdot 10^3}{12} = 1333,34 \text{ см}^4.$$

Момент инерции арматуры:

$$J_s = J_s^x + A_s \cdot x^2 = 3,12 \cdot 3,2^2 = 31,95 \text{ см}^4.$$

Определяем приведенный момент инерции сечения:

$$J_{b,red} = J_b + \alpha J_s = 333,34 + 8,48 \cdot 31,95 = 1604,192 \text{ см}^4,$$

где  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{25306} = 8,48.$

2. Первоначально определяем поперечный прогиб элемента по формуле (20) с учетом ее упрощения:

$$f = f_1 = \left( \frac{l}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{2\varepsilon_{nn}}{h}, \quad (20)$$

$$f_1 = \left( \frac{274}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{2 \cdot 0,0022}{10} = 3,35 \text{ см.}$$

3. Производим расчет истинного прогиба по (21):

$$f = \left( \frac{l}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{\varepsilon_{nn}}{h} \sqrt{\frac{e_o \cdot 20}{(3 \cdot e_o + 2 \cdot f_1)}}, \quad (21)$$

$$f = \left( \frac{274}{3,14} \right)^2 \cdot \frac{0,0022}{10} \sqrt{\frac{20 \cdot 2}{(3 \cdot 2 + 2 \cdot 3,35)}} = 3 \text{ см.}$$

4. Определяем коэффициент учета нелинейности материала по (18)

$$k_n^o = \frac{g_1}{1 + e_o / f} = \frac{0,833}{1 + 2/3} = 0,4998,$$

где  $g_1 = 1 - \frac{e_o}{3e_o + 2f} = 1 - \frac{2}{3 \cdot 2 + 2 \cdot 3} = 0,833.$

5. Производим расчет упругой составляющей критической силы

$$N_{cr}^y = \frac{\pi^2 E_b J_{b,red}}{l_o^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,48 \cdot 10^6 \cdot 1598,7}{274^2} = 520,68 \cdot 10^3 \text{ Н} = 520,68 \text{ кН}$$

6. Определяем критическую силу с учетом [6]

$$N_{cr} = k_n^o \cdot N_{cr}^y \frac{682 \cdot R_b}{E_b} = 0,4998 \cdot 520,68 \cdot \frac{682 \cdot 21}{25306} = 147,31 \text{ кН} = 14,731 \text{ тс.}$$

Погрешность расчета по разработанной методике и экспериментальным значением критической силы составила:  $\Delta = \frac{14,731 - 13,6}{14,731} \cdot 100\% = 4,96\%$  в сторону завышения несущей способности материала.

Сравнение экспериментальных данных с результатами аналитического расчета, полученными по предлагаемой методике, показали незначительные расхождения (в пределах до 5%). Инженерная практика допускает применение расчетов с такой погрешностью.

Данное расхождение объясняется отсутствием в новой методике коэффициентов учета ползучести материала. Но даже в таком виде возможно ее применение при решении поверочных и проектировочных задач. Новая формула для определения критической продольной силы в сжатом элементе более точно учитывает геометрическую и физическую нелинейность, по сравнению с нормами [3, 4].

#### Библиографический список

1. Астафьев Д.О. Расчет реконструируемых железобетонных конструкций/СПбГАСУ, 1995. - 158 с.
2. Бабич В.С. Исследование и расчет сжатых элементов с переменными эксцентриситетами по длине // Бетон и железобетон. - 1992. - №10. - С.10.
3. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000. - 75 с.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М.: Госстрой России, 2004. - 54 с.
5. Раевский А.Н. Основы расчета стержневых систем на устойчивость. - М.: Высш.шк., 1962. - 160 с.
6. Теряник В.В. Прочность, устойчивость и деформативность железобетонных колонн, усиленных обоями. - Челябинск: Южно-Уральское книжное изд-во, 2004. - 188 с.

## К сведению читателей

НИИЖБом им. А.А. Гвоздева опубликована работа, выполненная доктором технических наук, профессором Шугаевым В.В. "Трансформируемые большепролетные конструкции покрытий".

В работе приведены примеры осуществленных в мировой строительной практике большепролетных трансформируемых конструкции покрытий, опубликованные в материалах Международной Ассоциации по оболочкам и другим пространственным конструкциям (ИАСС).

К трансформируемым относятся такие конструкции, в которых в процессе изготовления

или эксплуатации может изменяться форма поверхности.

Публикация предназначена для работников научно-исследовательских и проектно-конструкторских организаций, а также может быть использована в качестве учебного пособия для аспирантов и студентов строительных вузов.

За справками обращаться в НИИЖБ к проф. Шугаеву В.В. (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, лаб. № 4), тел. (8-499) 174 - 74 - 80, E-mail: moo-pk@yandex.ru

С.В. ФЕДОСОВ, д-р техн. наук, чл.-корр. РААСН (Ивановский государственный архитектурно-строительный ун-т); В.И. БОБЫЛЕВ (АО Домостроительная компания, Иваново); А.М. СОКОЛОВ, канд. техн. наук (Ивановский государственный энергетический ун-т)

## ИССЛЕДОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ УСТАНОВОК ДЛЯ ЭЛЕКТРОТЕПЛОВОЙ ОБРАБОТКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

Как показано в [1, 2], установки электротепловой обработки бетонных смесей и железобетонных изделий обладают значительно более высокой энергетической эффективностью, чем устройства традиционной ТВО, и имеют заметные отличия по величине этого показателя в зависимости от их назначения и конструктивного выполнения. Поэтому для выбора оптимальных параметров таких установок и режимов их работы необходимо установить влияние различных факторов на параметры электротепловой обработки. Такое исследование целесообразно выполнить для установок периодического действия (как доминирующего типа технологического оборудования) с использованием важнейших показателей: КПД электротепловой обработки  $\eta$ , максимальной скорости охлаждения изделия после окончания изотермической стадии  $\dot{Q}_{охл}^{max}$  и номинальной мощности источника питания  $P_{ном}$ . Действительно, первый параметр показывает, насколько эффективно используется важнейший технологический фактор – приобретённая энергия. Второй определяет необходимое качество изделия и имеет предельно допустимые значения [1]. Третий в значительной степени определяет стоимость технологического оборудования и другие технико-экономические показатели производственного процесса. Теоретические основы и методика расчётной оценки этих показателей рассмотрены в [3, 4].

КПД электротепловой обработки железобетонного изделия для типичного графика такой обработки (рис. 1) определяется по формуле [4]

$$\eta = \frac{W_6}{W_6 + W_\phi + W_{nm}} = 1 - \frac{W_{nm} + W_\phi}{W_6 + W_\phi + W_{nm}}, \quad (1)$$

где энергия разогрева бетона, т.е. полезные затраты

$$W_6 = V \cdot \omega_6, \quad (2)$$

$$\omega_6 = \frac{m_6 \cdot c_6 \cdot (T_{изот} - T_n)}{V} = \delta_6 \cdot (1 - \nu^*) \cdot c_6 \cdot (T_{изот} - T_n) - \quad (3)$$

– энергия разогрева 1 м<sup>3</sup> бетона – фактически постоянная величина для заданного объекта и режима тепловой обработки ( $T_{кзот}$ );  $m_6 = \delta_6 \cdot V \cdot (1 - \nu^*)$ ,  $\delta_6$  и  $c_6$  – масса, плотность и удельная теплоёмкость бетона;  $V$  – объём изделия;  $\nu^*$  – объёмная доля пустот в изделии;  $T_n$  и  $T_{изот}$  – начальная температура бетонной смеси и

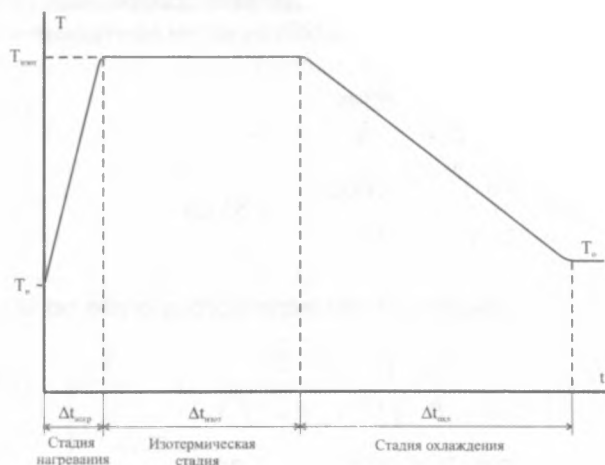


Рис. 1. Типичный график тепловой обработки железобетонных изделий

$T_n$  – начальная температура бетона;  $T_{изот}$  – температура изотермической стадии,  $T_o$  – температура окружающей среды;  $\Delta t_{нагр}$  – длительность стадии нагрева;  $\Delta t_{изот}$  – длительность изотермической стадии;  $\Delta t_{охл}$  – длительность стадии охлаждения

температура изотермической стадии (конечная температура разогрева бетона).

Для энергии разогрева опалубки в формуле (1), которая представляет собой бесполезные затраты, можно записать

$$W_\phi = m_\phi \cdot c_\phi \cdot (T_{изот} - T_n) = H_1 \cdot S_u \cdot \delta_\phi \cdot c_\phi \cdot (T_{кзот} - T_n) = H_1 \cdot V_\phi \cdot M_\Pi \cdot \delta_\phi \cdot c_\phi \cdot (T_{кзот} - T_n) = \omega_\phi \cdot V \cdot M_\Pi, \quad (4)$$

$$\text{где } \omega_\phi = H_1 \cdot \delta_\phi \cdot c_\phi \cdot (T_{кзот} - T_n) - \quad (5)$$

– энергия разогрева 1 м<sup>2</sup> опалубки – также постоянная величина, как и  $\omega_6$ ;  $m_\phi = H_1 \cdot S_u \cdot \delta_\phi = H_1 \cdot V_\phi \cdot M_\Pi \cdot \delta_\phi$ ,  $c_\phi$  и  $\delta_\phi$  – масса, удельная теплоёмкость и плотность материала опалубки;  $H_1$  – толщина стенки опалубки [4];  $S_u$  – площадь поверхности изделия;  $M_\Pi = S_u / V$  – модуль поверхности железобетонного изделия.

Величина потерь энергии в (1) определяется как сумма потерь стадии нагрева и изотермической стадии по формуле [4]

$$W_{nm} = W_{нагр} + W_{изот} = p_S(\bar{T}) \cdot V \cdot M_\Pi \cdot \Delta t_{нагр} + p_S(T_{изот}) \cdot V \cdot M_\Pi \cdot \Delta t_{изот}, \quad (6)$$

где  $p_S(\bar{T})$  – среднее значение плотности мощности потерь через стенку опалубки (с теплоизоляцией) в течение стадии нагрева;

$$T = \bar{T} = T_n + \frac{T_{изот} - T_n}{2} - \text{средняя температура этой стадии (см.}$$

рис. 1);  $p_S(T_{изот})$  – плотность мощности таких же потерь во время изотермической стадии [4].

После подстановки (2), (4), (6) в (1) и преобразований выражение для определения КПД приобретает вид

$$\eta = 1 - \frac{\left[ p_S(\bar{T}) \cdot \Delta t_{нагр} + p_S(T_{изот}) \cdot \Delta t_{изот} \right] + \omega_\phi}{\omega_\phi / M_\Pi + \left[ p_S(\bar{T}) \cdot \Delta t_{нагр} + p_S(T_{изот}) \cdot \Delta t_{изот} \right] + \omega_\phi} \quad (7)$$

Анализ этой формулы позволил сделать вывод, что для заданного изделия и типа опалубки ( $\omega_\phi = const$ ,  $\omega_\phi = const$ ), а также заданного графика тепловой обработки (см. рис. 1) величина КПД зависит от трёх факторов: модуля поверхности  $M_\Pi$ , а через значения  $p_S(\bar{T})$ ,  $p_S(T_{изот})$ , согласно [4], от толщины  $H_2$  теплоизоляционного слоя и разности температур  $\Delta T = T_{кзот} - T_o$ .

При оценках скорости охлаждения железобетонных изделий интерес представляет её максимальное значение, которое имеет место в начале стадии охлаждения. Для выявления факторов, влияющих на её величину, целесообразно воспользоваться соотношением [4]

$$g_{охл}^{max} = \frac{p_S(T_{изот}) \cdot S_u}{m_\phi \cdot c_\phi + m_\phi \cdot c_\phi} \quad (8)$$

которое с учётом выражений (2) и (4) приобретает вид

$$g_{охл}^{max} = \frac{p_S(T_{изот})}{\delta_\phi \cdot c_\phi \cdot (1 - v^*)} \cdot \frac{1}{M_\Pi + H_1 \cdot \delta_\phi \cdot c_\phi} \quad (9)$$

Анализ выражения (8) позволяет сделать вывод, что и максимальная скорость охлаждения определяется теми же факторами, что и КПД электротепловой обработки (7): модулем поверхности обрабатываемого изделия  $M_\Pi$ , толщиной теплоизоляционного слоя  $H_2$  и разностью температур  $\Delta T = T_{кзот} - T_o$ .

С целью получения представлений о степени влияния выявленных факторов на величину  $\eta$  и  $g_{охл}^{max}$  выполнены расчёты этих параметров с использованием соотношений (7) и (9) для бетона класса В20, различных значений  $M_\Pi$  и  $H_2$  при постоянном значении  $\Delta T = T_{кзот} - T_o = 65^\circ\text{C}$ , которое является предельным в существующих производственных условиях, а также для  $v^* = 0$  и  $\Delta t_{нагр} = 2$  ч,  $\Delta t_{изот} = 6$  ч [5]. Результаты этих расчётов для опалубки, изготовленной из ламинированной фанеры толщиной 18 мм, и использования пенопласта в качестве теплоизоляционного материала графически представлены на рис. 2 и 3.

Как видно из рис. 2, с увеличением  $H_2$  КПД  $\eta$  возрастает и стремится к установившемуся значению.

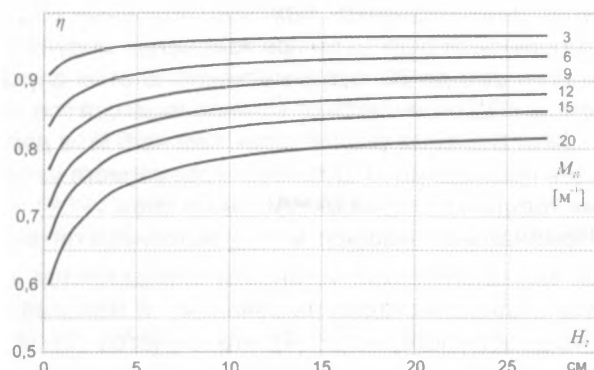


Рис. 2. Расчётные зависимости КПД электротепловой обработки

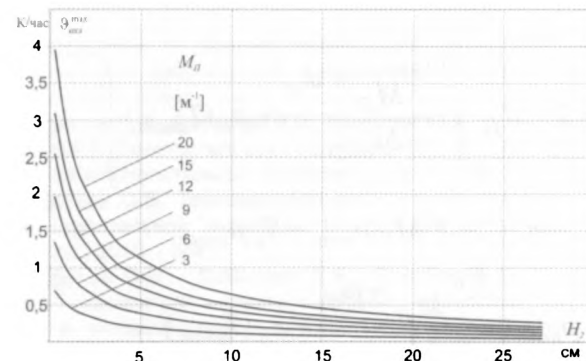


Рис. 3. Расчётные зависимости максимальной скорости охлаждения

Это объясняется уменьшением величины потерь энергии вследствие теплопроводности  $W_{nm}$  до столь малых значений, при которых величина КПД (7) определяется в основном только затратами (потерями) энергии на нагрев опалубки  $W_\phi$  [4]. С увеличением модуля поверхности  $M_\Pi$  влияние  $H_2$  на КПД усиливается, а установившееся значение  $\eta$  заметно снижается, что объясняется увеличением  $W_\phi$ . Например, при изменении  $M_\Pi$  от 3 до 20 установившееся значение  $\eta$  снижается от 0,97 до 0,82.

Зависимости, представленные на рис. 3, позволяют сделать вывод, что значение  $H_2$  оказывает очень сильное влияние на величину  $g_{охл}^{max}$ , которая, как и в предыдущем случае, возрастает с увеличением  $M_\Pi$ . Например, при  $M_\Pi = 20$  величина  $g_{охл}^{max}$  изменяется более чем на порядок при изменении  $H_2$  в исследованном диапазоне значений (1...25 см). Важно отметить, что полученные значения  $g_{охл}^{max}$  (см. рис. 3) удовлетворяют существующим требованиям на предельно допустимые скорости охлаждения железобетонных изделий [1].

Аналогичные расчёты, выполненные для тяжёлого бетона разных классов, не выявили ощутимого влияния этого фактора на величину  $\eta$  и  $g_{охл}^{max}$ : максимальное различие в результатах не превосходит 1...2 %. Поэтому зависимости (см. рис. 2 и 3) можно использовать в инженерных расчётах и при проектировании технологических установок для электротепловой обработки железобетонных изделий. Например, согласно рис. 2, можно рекомендовать к приме-

нению в таких установках теплоизоляционные покрытия толщиной от 5 до 10 см при изменении модуля поверхности от 3 до 20, соответственно. В этом случае величина КПД отличается от установившегося (т.е. наилучшего) значения уже не более чем на 5 %, а дальнейшее повышение КПД требует чрезмерного увеличения толщины теплоизоляционного слоя.

Номинальная мощность  $P_{ном}$  источника питания такой технологической установки определяется как сумма мощности стадии нагревания и максимальной мощности потерь  $P_n^{max}$  [4], что, с учётом (2), (4) и (6), позволило получить формулу

$$P_{ном} = P_n + P_n^{max} =$$

$$= V \cdot M_{\Pi} \cdot \left[ \frac{\omega_6 / M_{\Pi} + \omega_{\phi}}{\Delta t_{нагр}} + p_S(T_{изот}) \right],$$

$$\text{или } P_{ном} = V \cdot M_{\Pi} p_{ном} = S_u \cdot p_{ном}, \quad (10)$$

$$\text{где } p_{ном} = \frac{\omega_6 / M_{\Pi} + \omega_{\phi}}{\Delta t_{нагр}} + p_S(T_{изот}) - \quad (11)$$

– удельная мощность, которая соответствует значению  $V \cdot M_{\Pi} = S_u = 1 \text{ м}^2$ .

Количественные оценки с использованием рекомендованных выше показателей  $H_2 = 5 \dots 10 \text{ см}$  свидетельствуют [4], что доля слагаемого  $p_S(T_{изот})$  в формуле (11) не превышает 4...6 %, и его можно отбросить, умножив для корректировки ошибки левую часть формулы на коэффициент запаса  $K_3 = 1,1$ , в результате чего она упрощается

$$p_{ном} = K_3 \cdot \frac{\omega_6 / M_{\Pi} + \omega_{\phi}}{\Delta t_{нагр}} = 1,1 \cdot \frac{\omega_6 / M_{\Pi} + \omega_{\phi}}{\Delta t_{нагр}}. \quad (12)$$

Это означает, что при определении номинальной мощности источника питания следует учитывать влияние только двух факторов –  $M_{\Pi}$  и  $\Delta t_{нагр}$ , которое представлено на рис. 4 расчётными зависимостями, полученными с использованием (12). Эти зависимости позволяют сделать вывод об очень сильном влиянии этих факторов (удельная мощность изменяется более чем на порядок) и необходимости проведения отдельного исследования по определению рационального сочетания параметров, связанных между собой соотношением (12).

Из рис. 3 следует, что для полученных выше значений толщины теплоизоляции (5...10 см) скорость охлаждения имеет малую величину – не более 1 К/ч. Это открывает возможности разработки более эффективного технологического процесса тепловой обработки в виде сочетания электронагрева обрабатываемого изделия с его последующей термосной

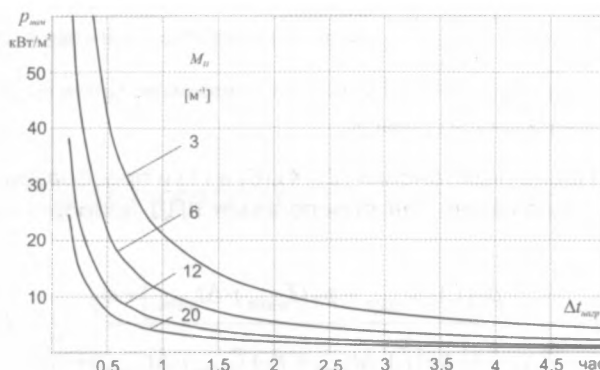


Рис. 4. Удельная номинальная мощность источника питания для электротепловой обработки

выдержкой без продолжения электротеплового воздействия. В результате возрастает КПД тепловой обработки (1) из-за отсутствия потерь изотермической стадии  $W_{изот} = 0$  в формуле (6) и значительно снижается время занятости источника питания на одном изделии, так как его применение требуется только на стадии нагревания, а потребность в осуществлении изотермической стадии с помощью этого же источника – отпадает.

Например, при характерных для электротепловой обработки [5] значениях  $\Delta t_{нагр} = 2 \text{ ч}$  и  $\Delta t_{изот} = 2 \dots 6 \text{ ч}$  (см. рис. 1) время занятости источника питания уменьшается в 2...4 раза. Дополнительный эффект обеспечивается снижением длительности стадии нагревания  $\Delta t_{нагр}$ , вследствие чего ещё больше сокращается время занятости источника питания, уменьшается общая продолжительность тепловой обработки и возрастает КПД (7).

Для иллюстрации энергетической эффективности такого технологического процесса на рис. 5 показаны его расчётные зависимости:  $\eta = f(M_{\Pi})$ , полученные для  $H_2 = 2 \dots 10 \text{ см}$  и  $\Delta t_{нагр} = 0,5 \text{ ч}$  в сравнении с аналогичными зависимостями, построенными с использованием рис. 2. Эти результаты свидетельствуют о более высокой эффективности электротепловой обработки с термосным выдерживанием, по сравнению с обработкой по графику рис. 1, так как величина потерь  $(1-\eta)$  при переходе на этот перспективный способ обработки снижается в 1,4...1,7 раза. Одновременно значительно ослабевает влияние на КПД толщины теплоизоляции  $H_2$ , величина которой уже будет определяться в основном требуемой скоростью охлаждения согласно рис. 3. Это обусловлено существенным уменьшением потерь энергии вследствие теплопроводности через опалубку с теплоизоляцией  $W_{nm}$ , в результате чего основную долю потерь составляют затраты энергии на разогрев опалубки  $W_{\phi}$ .

Поэтому дальнейшее повышение КПД возможно только путём уменьшения величины  $W_{\phi}$ . Для достижения этой цели при изготовлении опалубки необходимо использование перспективных композиционных материалов (стеклопластиков, углепластиков и



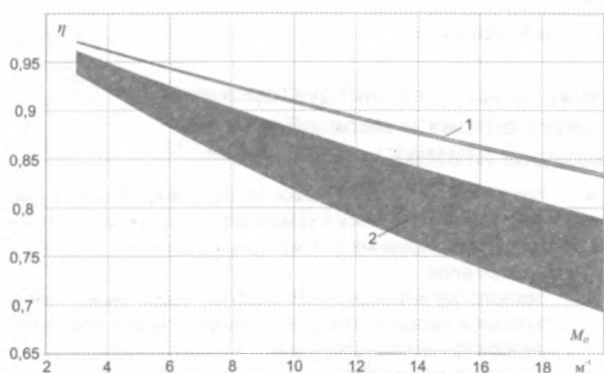


Рис. 5. Сравнение различных режимов электротепловой обработки

1 - обработка с термосным выдерживанием; 2 - обработка по графику рис. 1. Нижняя граница каждой области соответствует  $H_2 = 2$  см, верхняя —  $H_2 = 10$  см

т.д.), которые сочетают в себе высокую прочность, малый вес и теплоёмкость, хорошие теплоизоляционные свойства и другие положительные качества.

### Выводы

1. Применение электротепловой обработки железобетонных изделий требует эффективной теплоизоляции и малой теплоёмкости их опалубки, что делает целесообразным использование для её изготовления перспективных композиционных материалов.

2. Теплоизоляция опалубки обеспечивает малые значения скорости охлаждения изделия после окончания электротеплового воздействия, что открывает возможности для применения на практике новых и более эффективных режимов электротепловой обработки с быстрым разогревом изделия и последующим термосным выдерживанием.

3. КПД электротепловой обработки изделий из тяжёлых бетонов имеет величину не ниже 0,8 и может достигать значений 0,97...0,98, что значительно выше аналогичного показателя при ТВО паром (в среднем 0,11 [2]).

### Библиографический список

1. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях/ Под ред. Б.А. Крылова, С.А. Амбарцумяна, А.И. Звездава. М.: НИИЖБ, 2005. - 275 с.
2. Федосов С.В., Бобылев В.И., Митькин Ю.А., Соколов А.М., Закинчак Г.Н. Электротепловая обработка бетона токами различной частоты// Строительные материалы. - 2010. - № 3. - С. 52-53.
3. Федосов С.В. Тепломассоперенос в технологических процессах строительной индустрии. Монография - Иваново: ИПК "ПрессСто", 2010. - 364 с.
4. Федосов С.В., Бобылев В.И., Соколов А.М. Методика расчета параметров электротепловой обработки бетонных смесей и железобетонных изделий на установках периодического действия// Известия ВУЗов "Строительство". - 2010. - № 5.
5. Федосов С.В., Бобылев В.И., Митькин Ю.А., Соколов А.М. Исследование суточной прочности бетона при электротепловой обработке токами различной частоты// Строительные материалы. - 2010. - № 3. - С. 2-3.

## Сооружения, возведенные при научно-техническом сопровождении НИИЖБ



**Тоннель донного водовыпуска Юмагузинского водохранилища на р.Белой**  
Монолитная железобетонная обделка тоннеля из бетона высокой коррозионной стойкости



**Лефортовский транспортный тоннель диаметром 14 м**  
Железобетонные тубинги из бетона с низкой экзотермией и высокой ранней прочностью



**Стадион "Локомотив"**  
Монолитные конструкции пилонов из высокопрочного бетона с низкой экзотермией и высокой ранней прочностью (30 МПа через 24 ч)



**Станция метрополитена "Славянский бульвар"**  
Монолитные конструкции свода с шириной пролета 20,1 м из бетона с низкой экзотермией и высокой ранней прочностью (32 МПа через 24 ч)



**Московский Международный Деловой Центр "Москва-Сити"**  
Монолитные конструкции из высокопрочного бетона классов В60...В90



**Мост через р.Яуза**  
Монолитные конструкции арки и пролетного строения из высокопрочных бетонов классов В50...В60, низкой проницаемости и высокой морозостойкости



**Торгово-рекреационный Комплекс "Охотный ряд"**  
Монолитные конструкции "стена в грунте", плиты основания и элементы каркаса из бетона



**Административно-управленческое 25-этажное здание на ул.Наметкина, вл.14**  
Конструкции каркаса из конструкционного легкого бетона В40 П5 Д1800



**Многоэтажные жилые дома**  
Монолитные конструкции фундаментных плит, плит перекрытий и стен технических этажей без оклеечной и обмазочной гидроизоляции