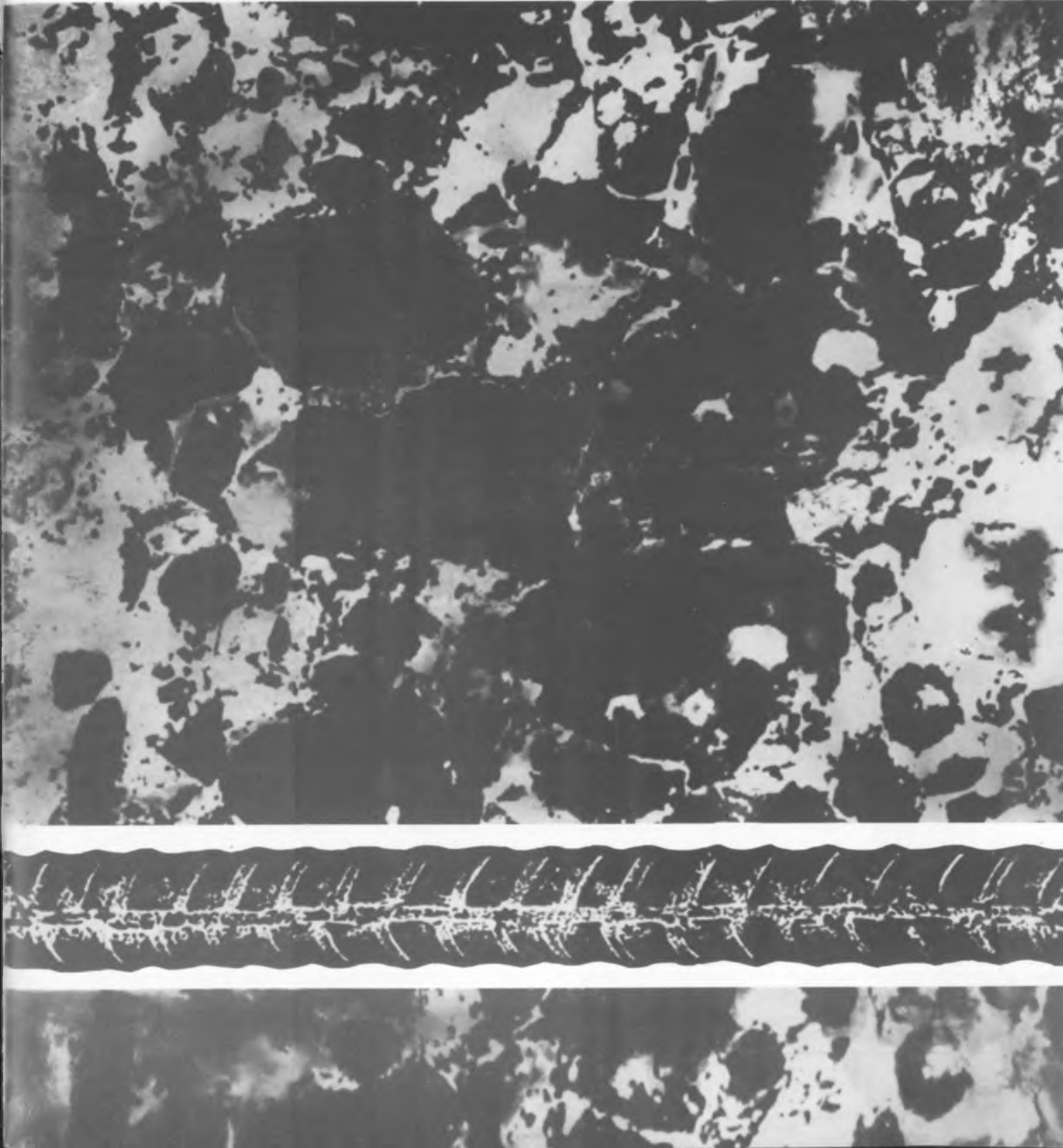


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**1**  
2011



Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### БЕТОНЫ

- ЗИНОВЬЕВ В.Н.* Определение границ микротрещинообразования бетона при сжатии ультразвуковым импульсным методом ..... 2
- ТОТУРБИЕВ А.Б.* Термомеханические свойства жаростойкого бетона ..... 6
- ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н.* Несколько уточнений о механизме твердения цементных систем и строении микробетона ..... 9

### КОНСТРУКЦИИ

- КУДРЯШОВ С.Ю., ЛЮДКОВСКИЙ А.М.* Опыт усиления плиты покрытия подземной автостоянки армированной набетонкой ..... 13
- ТАЛАНТОВА К.В., ХАЛТУРИНА Л.В.* Оболочки покрытия храмовых зданий на основе сталефибробетона ..... 16

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- КРАКОВСКИЙ М.Б.* Расчет и оптимизация железобетонных колонн с металлическими сердечниками по программе "ОМ СНиП Железобетон" ..... 19
- КАРАБАНОВ Б.В.* О вычислении периода колебаний несущей системы многоэтажных зданий ..... 23
- КРАСНОЩЁКОВ Ю.В., КОМЛЕВ А.А.* Прочность плиты безбалочного перекрытия на участках соединения с колоннами ..... 25

### ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

- ШЛАДИЦ Ф., ЛОРЕНЦ Э., ИЕССЭ Ф., КУРБАХ М.* Усиление текстильным бетоном железобетонной конструкции крыши исторического здания ..... 27

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

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЦ МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ УЛЬТРАЗВУКОВЫМ ИМПУЛЬСНЫМ МЕТОДОМ**

Для объективной оценки напряженно-деформированного состояния и структурно-механических изменений, происходящих в бетонных и железобетонных элементах, было изучено влияние уровня напряжений на время (скорость) прохождения ультразвуковых импульсов при одноосном нагружении тяжелого бетона на гранитном щебне классов В10 и В30 кратковременным сжатием. Испытания проводились в полном соответствии с требованиями [1] на бетонных образцах-призмах размером 10×10×40 см с применением ультразвукового импульсного прибора УК-10П при соосной установке пьезоэлектрических преобразователей в центральной части призм в направлении, перпендикулярном к оси сжимающего усилия. Призменная прочность бетона в возрасте 28 сут составила 13 и 32 МПа соответственно.

Как показали эксперименты и теоретический анализ большого количества данных отечественных и зарубежных исследователей, кривые зависимости времени (скорости) ультразвука от напряжений ( $\Delta T - \sigma_b$ ) в основном бывают трех видов: не пересекающие ось абсцисс и не имеющие точек экстремума и кривые, один или два раза пересекающие ось напряжений, с явно или неявно выраженным экстремумом (в общепринятой терминологии) [2-7].

Независимо от вида кривых время (скорость) прохождения ультразвука в нагружаемом бетоне до напряжений  $R_b$  условно можно представить в четырех интервалах, ограниченных параметрическими точками  $(R_{cr i})_{i=1, 2, 3}$  (рис. 1, 2). Как видно из графиков, кривые исследуемой зависимости изменяются по одному и тому же закону, интенсивность проявления которого в каждом конкретном случае бывает различной. Мерой интенсивности служат тангенсы углов ( $\alpha, \phi, \psi, \gamma$ ) наклона касательных к кривым в точках с заданным напряжением.

Криволинейность графика ( $\Delta T - \sigma_b$ ) свидетельствует о том, что при сжатии в бетоне протекают **одновременно**, как минимум, два либо взаимно исключающих друг друга процесса – уплотнение и разуплотнение (микроразрушение), либо дополняющих друг друга процесса, в зависимости от вида кривых и интервалов напряжений, в которых они рассматриваются. И если, например, на начальной стадии нагружения разуплотнение превалирует над уплотнением (третий вид кривых), то при пересечении кривой оси абсцисс эти два процесса взаимно уравниваются, после чего уже уплотнение превалирует над разуплотнением и т.д.

В точке перегиба, соответствующей уровню  $R_{cr1}/R_b$ , кривая зависимости ( $\Delta T - \sigma_b$ ) меняет кривизну на противоположную, что соответствует разрыву первого рода на графике второй производной (рис. 1, 2, в) и свидетельствует о качественных и количественных изменениях в структуре бетона при прохождении данного уровня напряжений, связанных с переориентацией образовавшихся до приложения нагрузки микротрещин зоны сцепления, часть из которых в интервале напряжений от 0 до  $R_{cr1}$  закрывается, остальные – продолжают расти и умножаться, не объединяясь между собой [8, 9].

Однако в интервале напряжений от  $R_{cr1}$  до  $R_{cr2}$  микротрещины зоны сцепления носят локальный характер и не способны к самопроизвольному росту, так как их распространению в бетоне препятствуют различного рода пустоты, поры и заполнитель. Последний они разрушают или обходят, в то время как поры и пустоты их останавливают, чем объясняется частичная обратимость микротрещин при снятии нагрузки, доведенной до этого уровня напряжений [10].

При превышении уровня  $R_{cr2}/R_b$  к первым двум процессам прибавляется третий (собственно макро-разрушения), характеризующий начало образования магистральных трещин путем объединения трещин зоны сцепления с трещинами, проходящими через раствор и заполнитель [8, 9].

Начиная с уровня  $R_{cr3}/R_b$ , наиболее соответствующего брантзаеговскому "критическому напряжению сжатия", к первым трем прибавляется четвертый процесс – прогрессирующее внутреннее раскалывание всей массы бетона на мелкие секции-сечения, носящее самопроизвольный и необратимый характер.

Таким образом, деформирование бетона при сжатии во всем диапазоне нагружения до разрушения неразрывно связано с закрытием уже существующих, появлением и развитием новых микротрещин, о чем свидетельствует форма кривой экспериментальной зависимости ( $\Delta T - \sigma_b$ ), которая может быть представлена в общем виде аналитически полученной в соответствии с физикой наблюдаемого явления кусочно-непрерывной функцией:

$$T(\sigma_b) = T(R_{cr i-1}) + \int_{R_{cr i-1}}^{\sigma_b} T'(\sigma_b) d\sigma_b, \quad (1)$$

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

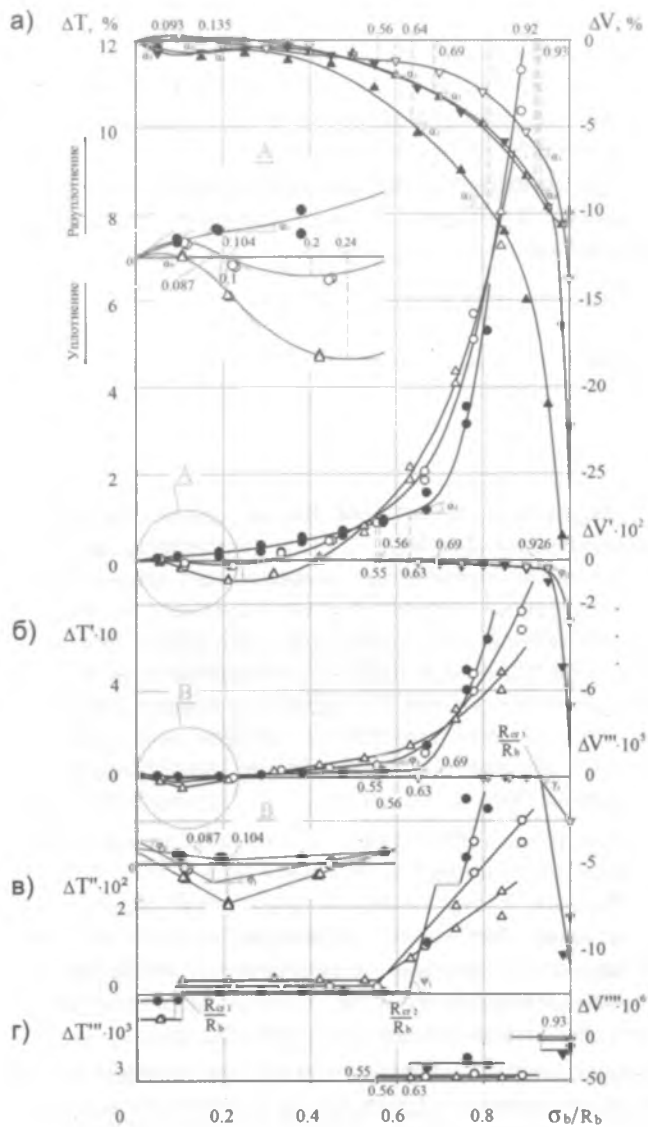


Рис. 1. Зависимость приращений времени  $\Delta T$  (скорости  $\Delta V$ ) прохождения ультразвуковых импульсов (а) и мер его изменения (б) - (г) от напряжений в тяжелом бетоне на гранитном щебне

экспериментальные данные:  $\circ, \Delta, \bullet$  - В. Зиновьев, 1987 г.;  $R_{cr}^b = 13$  МПа, [7];  $\blacktriangle, \blacktriangledown, \blacktriangleleft, \blacktriangleright$  - В. Митрофанов, О. Довженко, 1991 г.;  $R_{cr}^b = 29,7$  МПа, [6]; — - аналитические кривые

Как показала обработка экспериментальных данных (рис. 1, 2, з), величину  $T''(\sigma_b)$  можно приравнять к ее начальному значению  $T''(R_{cri-1})$ , в точке с напряжением  $R_{cr3}$  или

$$\frac{d^4 T(\sigma_b)}{d\sigma_b^4} = \dots = \frac{dT''(\sigma_b)}{d\sigma_b} = T''(R_{cr3}) - const. \quad (2)$$

Интегрируем (2) четыре раза по  $\sigma_b$  от  $R_{cr3}$  и получаем уравнения аналитических кривых, соответственно,  $T''(\sigma_b), \dots, T(\sigma_b)$  для четвертого интервала напряжений ( $R_{cr3} \leq \sigma_b \leq R_b$ ). Запишем уравнение только для  $T(\sigma_b)$ ; вертикальной чертой и стрелкой

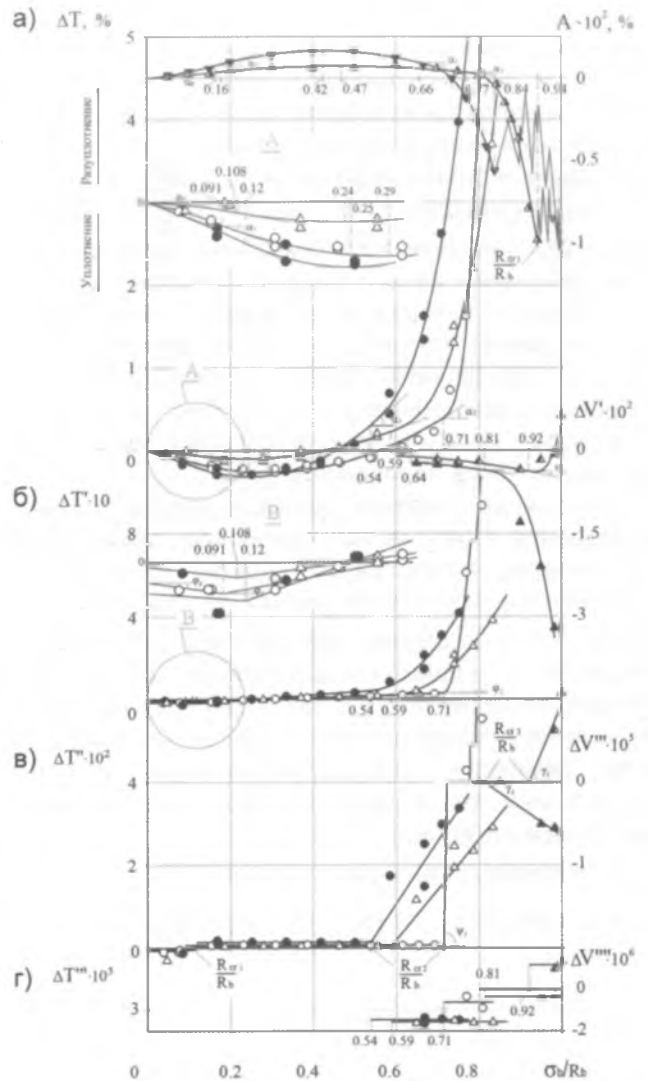


Рис. 2. Зависимость относительной величины амплитуды  $A$ , приращений  $\Delta T$  времени (скорости  $\Delta V$ , см. рис. 1) прохождения ультразвуковых импульсов (а) и мер его изменения (б) - (г) от напряжений в тяжелом бетоне на гранитном щебне

экспериментальные данные:  $\circ, \Delta, \bullet$  - В. Зиновьев, 1987 г.;  $R_{cr}^b = 32$  МПа, [7];  $\blacktriangle, \blacktriangleleft$  - В. Митрофанов, О. Довженко, 1991 г.;  $R_{cr}^b = 29,7$  МПа, [6];  $\blacktriangledown$  - В 225;  $\blacktriangleleft$  - В 600; ..... - Н. Rusch, 1959 г., [4]; — - аналитические кривые

здесь отмечены слагаемые, которые относятся к первым интервалам напряжений ( $R_{cri-1} \leq \sigma_b \leq R_{cri}$ )  $i=1, 2, 3$ :

$$T(\sigma_b) = T(R_{cri-1}) + T'(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1}) + \frac{T''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^2}{2} + \frac{T'''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^3}{6} + \frac{T''''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^4}{24} \quad (3)$$

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 времени (скорости) ультразвука, за которые напряжение в бетоне изменится на 1 МПа, и имеют следующие размерности  $[d^n T(\sigma_b)/d\sigma_b^n] = [\mu\text{сек} \times \text{МПа}^n]$ . Кроме того, они позволяют качественно исследовать закон изменения функциональной зависимости (3), 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 (2) особые точки – разрыва первого рода и излома, в которой кривые "скачком" меняют свое направление (рис. 1, 2, б, в, г).

Для оценки кинетики процесса микротрещинообразования в бетоне при одноосном сжатии особый интерес представляет другая физическая величина  $\Pi(\sigma_b)$ , численно равная площади фигуры на рис. 1, 2, а, ограниченной осью абсцисс, кривой, описанной (3), и прямой, параллельной оси ординат, проходящей через точку с заданным напряжением. Эта величина представляет собой удельный акустический эквивалент полной механической энергии, как теряемой, так и накапливаемой внутри бетона при его сжатии;  $[\Pi(\sigma_b)] = [\mu\text{сек} \times \text{МПа}]$ .

Интегрируя (3) еще раз, получаем

$$\begin{aligned} \Pi(\sigma_b) = & \Pi(R_{cri-1}) + T(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1}) + \\ & + \frac{T'(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^2}{2} + \dots + \\ & + \frac{T''(R_{cri-1}) \times (\sigma_b - R_{cri-1})^4}{24} + \\ & + \frac{T'''(R_{cr3}) \times (\sigma_b - R_{cr3})^5}{120} \end{aligned} \quad (4)$$

Выражение (4) в общем виде запишется так:

$$\Pi(\sigma_b) = \Pi(R_{cri-1}) + \int_{R_{cri-1}}^{\sigma_b} T(\sigma_b) d\sigma_b, \quad (5)$$

где  $i = 1-4$ .

Дифференцируя (5) по  $\sigma_b$ , получим:

$$T(\sigma_b) = \frac{\partial \Pi(\sigma_b)}{\partial \sigma_b}. \quad (6)$$

Это есть условие того, что величина  $\Pi(\sigma_b)$  служит потенциалом времени (скорости) ультразвуковых импульсов, который является общей условной характеристикой структурных изменений, протекающих в бетоне при его нагружении одноосным сжатием, так как косвенно включает всю качественную и количественную информацию о процессах уплотнения и разуплотнения структуры бетона. Кроме того, с

помощью акустического эквивалента механической энергии можно количественно оценить степень критического насыщения трещинами объема материала взамен как гипотетической длины трещины, так и условной разности напряжений ( $R_{cr}^v - R_{cr}^0$ ).

При необходимости, воспользовавшись преобразованием Лежандра, можно построить потенциал напряжений  $\Phi(T)$ , т.е. полагая

$$\Phi(T) = T(\sigma_b) \times \sigma_b - \Pi(\sigma_b), \quad (7)$$

находим

$$\sigma_b = \frac{\partial \Phi(T)}{\partial T}. \quad (8)$$

Результаты испытаний призм, обработанные с применением формул (2),(3), свидетельствуют о достаточном соответствии выведенного закона изменения времени (скорости) ультразвуковых импульсов от напряжений при одноосном нагружении тяжелого бетона на гранитном щебне кратковременным сжатием с данными опытов. По характеру изменения функциональных зависимостей (2) определены действительные параметрические уровни микротрещинообразования бетона  $(R_{cr}/R_b)_{i=1, 2, 3}$ , соответствующие особым точкам этих кривых и снимающие все противоречия, отмеченные С. Ногиным еще в 1980 г. [11].

Данные статистической обработки результатов испытаний бетонных образцов призматической формы отечественных и зарубежных исследователей свидетельствуют о том, что относительные величины параметрических уровней  $(R_{cr}/R_b)_{\Delta T(\Delta V)}$  для тяжелого бетона на гранитном щебне, определенные по результатам ультразвуковых измерений в диапазоне призмочных прочностей от 10 до 80 МПа, не зависят от прочности бетона (рис. 3, а). Их средние арифметические значения соответственно составили 0,097, 0,59 и 0,89.

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 доверительные интервалы, покрывающие параметры  $(\bar{R}_{cr}/R_b)_{\Delta T(\Delta V)}$  с доверительной вероятностью 95% (рис. 3, б).

В заключение необходимо отметить, что в 1950 г. О. Берг [12] первый указал на интервал напряжений  $(0,55...0,60)R_b$ , в пределах которого непосредственным наблюдением при помощи микроскопа и микро-

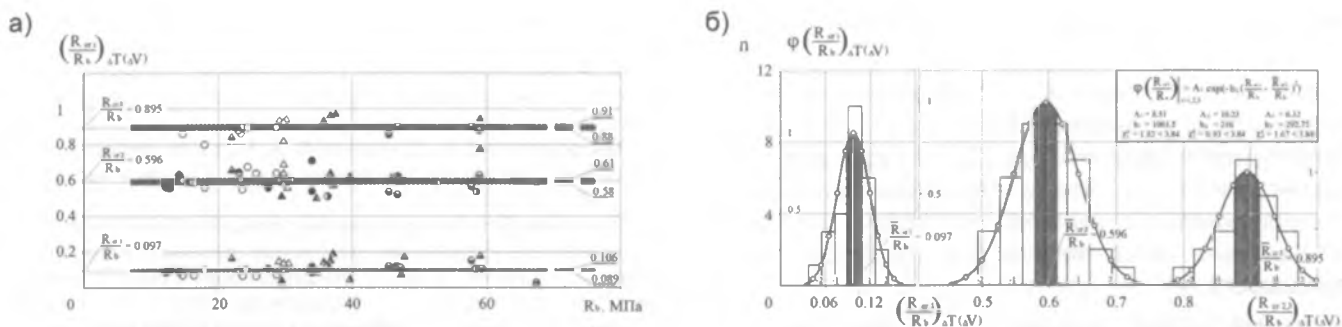


Рис. 3. Зависимость уровней микротрещинообразования  $(R_{cr1}/R_b)_{\Delta T(\Delta V)}$  от прочности тяжелого бетона на гранитном щебне (а) и закон их распределения (б)

▽ - R. Jones, 1952; ▲ - H. Rusch, 1959; ◆ - И. Улицкий, В. Сытник, 1965; ▲ - О. Берг, Е. Щербakov и др., 1966; ▲ - О. Берг, А. Рожков, 1967; ▲ - О. Берг, 1967; ▲ - О. Берг, Соломенцев, 1969; ♣ - В. Дегтерев, Ю. Гагарин, 1970; ◆ - В. Скатынский, А. Марченко, 1971; ◆ - Г. Писанко, Н. Хубова и др., 1972; ○ - В. Москвин, М. Капкин и др., 1973; ● - В. Беликов, Л. Русанова, 1976; ▲ - А. Гвоздев, А. Яшин и др., 1978; ● - В. Зиновьев, 1987; △ - В. Митрофанов, О. Довженко, 1991

фотографирования на поверхности испытываемых бетонных призм им фиксировались микротрещины разрыва в направлении, параллельном действию сжимающей нагрузки. Однако, несмотря на это, позже, вслед за Р. Джонсом, Х. Рюшем [2,4] и Г. Почтовиком [5], ошибочно принимая стационарные и регулярные точки кривой  $(\Delta T - \sigma_b)$ , экстремума или пересечения с осью напряжений за структурно-механическую характеристику  $R_{cr}^0$ , он необоснованно занижил действительный интервал значений  $R_{cr}$ .

Кроме того, заслуживает быть отмеченным тот факт, что Р. Джонс [2] не смог установить изменений скорости ультразвука при нагрузках, меньших  $0,32R_b$  для кубов и  $0,52R_b$  для цилиндров при сжатии, так как они находились в пределах погрешности измерений [5]. Поэтому момент уменьшения скорости импульсов, зафиксированный с этих уровней напряжений, по его мнению, служил признаком начала микротрещинообразования в бетонных образцах, подверженных одноосному сжатию. Независимо от Р. Джонса, с разницей в полтора года, в экспериментах В. Рентша [3], наряду с анизотропией свойств бетона, было установлено уменьшение скорости ультразвука с первых ступеней приложения нагрузки (первый вид кривых), что явно противоречит выводам Р. Джонса. Кроме того, кривые, полученные в экспериментах Х. Рюша [5], также опровергают выводы Р. Джонса о начале микротрещинообразования в бетоне и позволяют непосредственно зафиксировать структурно-механическую характеристику  $R_{cr3}$  при напряжениях 0,84 и 0,94 от предельного, соответственно для бетонов В225 и В600, без вычислений и графических построений (рис. 2, а).

## Выводы

1. Кривые зависимости времени (скорости) ультразвука от напряжений  $(\Delta T - \sigma_b)$ , независимо от вида, следуют одному и тому же закону (3).

2. По результатам ультразвуковых 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

$$\left( \frac{d^n T(\sigma_b)}{d\sigma_b^n} - \sigma_b \right)_{n=1,2,3} \quad \text{и отражающие коли-}$$

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

3. Относительные величины параметрических уровней  $(R_{cr1}/R_b)_{\Delta T(\Delta V)}$  для тяжелого бетона на гранитном щебне, определенные по результатам ультразвуковых измерений в диапазоне призмных прочностей от 10 до 80 МПа, не зависят от прочности бетона. С доверительной вероятностью 0,95 их значения расположены в доверительных интервалах: от 0,089 до 0,106 для  $(R_{cr1}/R_b)_{\Delta T(\Delta V)}(0,097 \pm 0,01)$ ; от 0,58 до 0,61 для  $(R_{cr2}/R_b)_{\Delta T(\Delta V)}(0,59 \pm 0,015)$  и от 0,88 до 0,91 для  $(R_{cr3}/R_b)_{\Delta T(\Delta V)}(0,89 \pm 0,01)$ .

4. Стационарные и регулярные точки кривой  $(\Delta T - \sigma_b)$ , экстремума и пересечения с осью напряжений не соответствуют параметрическим уровням микротрещинообразования, так как отражают лишь количественную сторону структурных изменений бетона при одноосном кратковременном сжатии. Кроме того, они вообще могут отсутствовать для первого, либо быть "неявно выраженными" для второго или третьего видов кривых, т.е., с точки зрения физики наблюдаемого явления, не являются характерными особенностями 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  $(R_{cr}^0 - R_{cr}^0)$  рекомендуется оценивать с помощью

акустического эквивалента механической энергии  $P(\sigma_b)$ .

6. В части I, глава 1, § 1.1.4 общего курса "Железобетонные конструкции" (В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов) рекомендуется заменить рис. 1.2, а также аналогичные рисунки в [1, 13], как не отвечающие физической сути описываемого явления, на график, в котором должны быть представлены все три вида кривых зависимости ( $\Delta T - \sigma_b$ ), показанные на рис. 1, 2 настоящей статьи, снабдив их соответствующими комментариями.

### Библиографический список

1. **Методические рекомендации** по определению прочностных и структурных характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении, НИИЖБ, М., 1976, - С. 1-56.
2. **Jones R.** A method of studying the formation of cracks in a material subjected to stress, "British Journal of Applied Physics", V. 3, No. 7, 1952, p. 229-232.
3. **Rentsch W.** Betonprüfung mit Ultraschall, "Bauplanung und Bau-technik", 7. Jg., Heft 10, Okt., 1953, S. 471-476.
4. **Rüsch H.** Physikalische Fragen der Betonprüfung, "Zement-Kalk-Gips", V. 12, № 1, 1959, S. 1-10.

5. **Почтовик Г.Я.** Использование ультразвука для оценки напряженного состояния и структурных изменений в обычном и керамзитовом бетонах применительно к сооружениям дорожного строительства. Экспериментальные графики и фотографии, испытанных образцов. Дисс. на соискание уч. степени к.т.н., М., 1962, - С. 1-192.
6. **Митрофанов В.П., Довженко О. А.** Развитие деформационной анизотропии бетона при осевом сжатии // Бетон и железобетон. - 1991. - № 10. - С. 9-11.
7. **Зиновьев В.Н.** Определение микротрещинообразования бетона при сжатии ультразвуковым импульсным методом // "Инновации в науке и образовании - 2009": VII Международная научная конференция (20-22 окт.): Труды КГТУ. - Калининград, 2009. - ч. 2. - С. 70-76.
8. **Hsu T.T.C., Slate, F.O., Sturman G.M. and Winter G.** Microcracking of Plain Concrete and the Shape of Stress-strain Curve, JACI, V. 60, No. 2, Feb. 1963, p. 209-223.
9. **Shah S.P. and Chandra S.** Critical Stress, Volume Change, and Microcracking of Concrete, JACI, V. 65, No. 9, Sept. 1968, p. 770-781.
10. **Гвоздев А.А., Яшин А.В. и др.** Прочность, структурные изменения и деформации бетона, НИИЖБ, - М., 1978, - С. 1-297.
11. **Ногин С.И., Шталтовный В.А., Несвижский Э.Г.** О границах микротрещинообразования бетонов при сжатии // Бетон и железобетон. - 1980. - № 3. - С. 11-12.
12. **Берг О.Я.** К вопросу о прочности и пластичности бетона, ДАН СССР, т. 70, № 4, 1950, - С. 617-620.
13. **Методика** по определению прочностных и деформативных характеристик бетонов при одноосном кратковременном статическом сжатии, МИ 11-74, ВНИИФТРИ, МИСИ и ВЗПИ, М., 1975, - С. 1-79.

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

## ТЕРМОМЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЖАРСТОЙКОГО БЕТОНА

Трудности проектирования конструкций тепловых агрегатов из жаростойких бетонов отчасти объясняются необходимостью разработки точных методов расчета напряженно-деформированного состояния футеровки. Это предусматривает комплексное изучение процессов напряжения, деформации и ползучести бетона при различных режимах работы тепловых агрегатов для обоснованного назначения коэффициентов запаса прочности и термической стойкости, а также определения оптимальной формы и размеров блоков [1, 2].

В связи с этим большой интерес представляет определение термомеханических свойств жаростойких бетонов в нагретом состоянии при различных температурах, что позволяет проводить комплексное изучение напряженно-деформированного состояния футеровочных изделий с максимальным приближением к условиям эксплуатации.

Одновременно для сравнения были проведены испытания термомеханических свойств жаростойкого шамотного бетона на полисиликатнатриевом и силикатнатриевом композиционных вяжущих.

Цель исследований – определить зависимость значений прочности, полной деформации, статического модуля упругости и ползучести от температуры и провести сравнительный анализ свойств шамотного бетона на этих видах вяжущих. На основе результатов исследования термомеханических свойств

построены кривые зависимости  $R = f(e, T)$ ;  $e_n = f(T)$ ;  $E = f(T)$ ;  $e = f(T)$ .

На рис. 1 показаны зависимости прочности образцов при сжатии в нагретом состоянии от деформации при различных температурах.

Образцы этих материалов испытывали на одноосное сжатие в нагретом состоянии после изотермической выдержки при температурах от 20 до 1350 °С. Кривые зависимости прочности от температуры (рис. 2) свидетельствуют о том, что прочность бетона на исследуемых композиционных вяжущих возрастает с увеличением температуры испытания вплоть до 800 °С. При этом прочность жаростойкого шамотного бетона на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем больше прочности шамотного бетона на силикатнатриевом композиционном вяжущем в интервале температур 400-800 °С. После 800 °С прочность всех испытуемых образцов бетона уменьшается достаточно резко до 1100 °С и более плавно при дальнейшем повышении температуры.

Рост прочности шамотного бетона на этих видах вяжущих с увеличением температуры до 800 °С обусловлен уплотнением геля кремниевой кислоты. Снижение прочности шамотного бетона на этих видах вяжущих при температурах выше 800 °С объясняется увеличением содержания жидкой фазы в бетоне, а при температурах более 1200 °С скорость

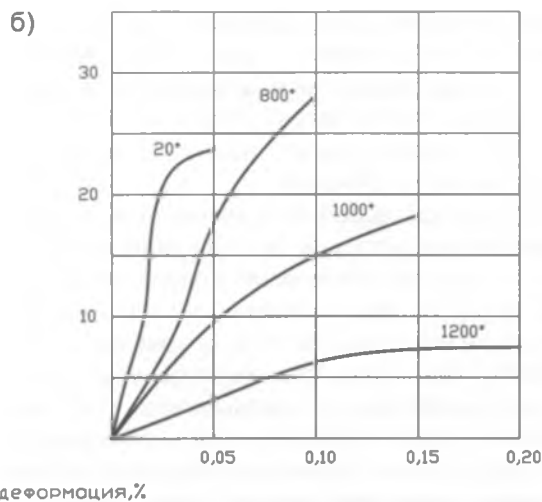
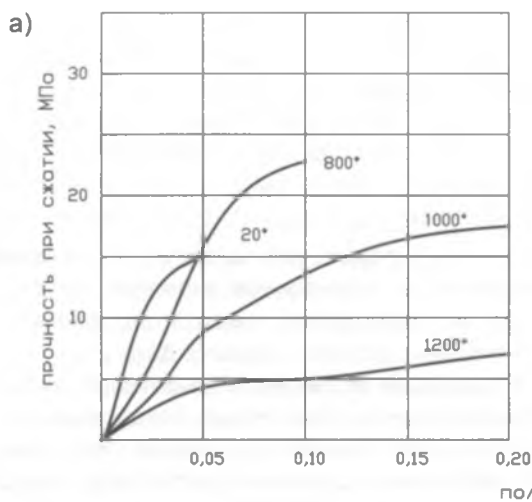


Рис. 1. Зависимость прочности образцов при сжатии в нагретом состоянии от деформации при различных температурах

а - жаростойкий шамотный бетон на силикатнатриевом композиционном вяжущем; б - то же, на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем

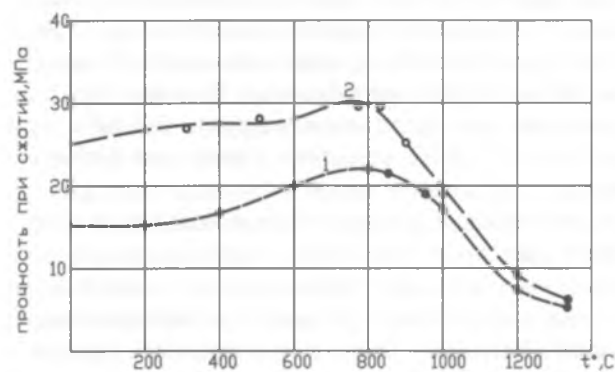


Рис. 2. Зависимость прочности образцов в нагретом состоянии от температуры

1 - шамотный бетон на силикатнатриевом композиционном вяжущем; 2 - шамотный бетон на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем

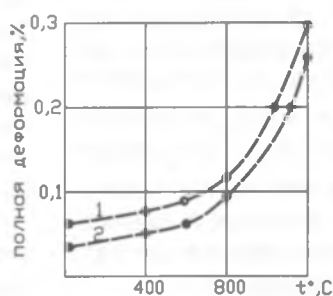


Рис. 3. Зависимость предельной деформации от температуры

1 - жаростойкий бетон на силикатнатриевом композиционном вяжущем; 2 - то же, на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем

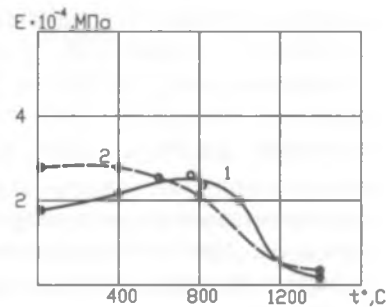


Рис. 4. Зависимость модуля упругости от температуры

1 - жаростойкий шамотный бетон на силикатнатриевом композиционном вяжущем; 2 - то же, на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем

падения прочности замедляется в связи с кристаллизацией кристобалита. Полученные данные хорошо согласуются с результатами работы [3], автор которой указывает, что у высокоглиноземистых огнеупоров при высоких температурах (около 1000-1100°C) повышается предел прочности при изгибе. Объясняет он это явление увеличением содержания кристобалита в связке и соответствующим уменьшением количества жидкой фазы.

В шамотном бетоне на силикатнатриевом композиционном вяжущем содержится щелочной компонент  $Na_2O$  (0,56%), который, как известно, тормозит кристаллизацию кристобалита вплоть до температуры 1200°C. Соответственно прочность бетона довольно интенсивно уменьшается до этой температуры, а далее это уменьшение идет медленнее вследствие кристаллизации кристобалита.

Прочность шамотного бетона на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем при испытании в интервале температур 20-800°C также возрастает (и затем падает), но при 1350°C она существенно выше прочности бетона на силикатнатриевом компози-

ном вяжущем. Последнее обстоятельство свидетельствует о том, что при высоких температурах в жаростойком шамотном бетоне на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем наиболее полно происходит структурирование, а также уменьшение содержания стеклофазы вследствие перехода части аморфного кремнезема в тридимит и кристобалит из-за низкого содержания щелочного компонента  $Na_2O$  (0,2%).

По результатам исследований термомеханических свойств жаростойкого шамотного бетона на этих видах вяжущих определяли значения деформации и статического модуля упругости при различных температурах (рис. 3 и 4). Этот выбор сделан потому, что при определении динамического модуля разброс значений намного больше, хотя этот показатель считается более "структурночувствительным", например, для жаростойкого шамотного бетона [4]. Модуль упругости определяли по программе "нагружение-разгрузка" при ступенчатом изотермическом нагреве одного и того же образца.

Как показано в работах [5, 6], значение статического модуля упругости бетона при низких темпера-



турах не всегда прямо пропорционально его прочности, а зависит от В/В, степени гидратации цемента, модулей упругости заполнителя, вяжущего и их количества в единице объема бетона. Для более плотных бетонов с увеличением модуля упругости возрастают температурные напряжения.

Всесторонние исследования влияния технологических параметров жаростойкого бетона при низких температурах на характер изменения модуля упругости проведены в [7]. В ней показано, что при нагреве модуль упругости некоторых бетонов (в зависимости от заполнителя) с повышением температуры увеличивается или, по крайней мере, не уменьшается. При комнатных температурах модуль упругости необожженного шамотного жаростойкого бетона на силикатнатриевом композиционном вяжущем меньше, чем шамотного огнеупора и обожженного бетона того же состава.

Модуль упругости обожженного шамотного жаростойкого бетона на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем, по сравнению со значениями этого показателя для шамотного на силикатнатриевом композиционном вяжущем бетона, начиная с 640 и 850°C несколько возрастает. Это происходит вследствие изменения фазовых переходов  $SiO_2$ . При первом нагреве изменение модуля упругости возможно из-за протекания химических реакций в бетоне, а при повторном оно объясняется различием степени кристаллизации стеклофазы и вида модификаций  $SiO_2$ .

При форсированных многократно повторяющихся нагревах и нагружении модуль упругости шамотного бетона при охлаждении уменьшается, что объясняется появлением и ростом микротрещин.

Известно, что при нестационарном нагреве на работу конструкций и стойкость бетона оказывают влияние деформации ползучести. Последняя характеризуется изменением деформации во времени или способностью материала течь при высоких температурах (но ниже температуры плавления) под воздействием напряжений, которые меньше предела прочности. Изделия, эксплуатируемые при высокой температуре, накапливают деформации ползучести, которые по истечении некоторого времени могут стать недопустимо большими. Как известно, ползучесть условно подразделяют на три периода: неустановившийся (первая ползучесть), период постоянной ползучести (вторая ползучесть) и период кратковременной (третьей) ползучести (разрушение).

Из-за большого разброса экспериментальных данных от образца к образцу ползучесть определяют по программе ступенчатого нагружения при изотермической выдержке и по ступенчатому нагреву с постоянной нагрузкой. Наши опыты проводились при ступенчатом нагреве до 1350°C с постоянной нагрузкой. Определялась также эффективная динамическая вязкость по известной ползучести.

Поскольку шамотный бетон и огнеупор содержит одновременно аморфные и кристаллические конденсированные фазы, их ползучесть в значительной мере определяется их взаимным соотношением. По

И.И. Вишневному, ползучесть огнеупоров определяется напряжением и кажущейся вязкостью аморфнокристаллической структуры  $e = \sigma/\eta$ .

Так как в своей работе мы использовали цилиндрические образцы, то эффективную динамическую вязкость можно было определять по формуле Н.В. Соломина  $\eta = \sigma_\tau(h - \Delta h)/(3\Delta h)$ , где  $\sigma$  – напряжение;  $\tau$  – продолжительность испытания под нагрузкой;  $h$  – начальное значение высоты образца;  $\Delta h$  – уменьшение высоты за время  $\tau$ . Отсюда  $e = \tau 3\Delta h / \tau (h - \Delta h) = 3\Delta h / (h - \Delta h)$ .

Результаты испытаний шамотного жаростойкого бетона на этих видах вяжущих показывают, что ползучесть при постоянном напряжении образцов шамотного бетона на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем при 1350°C меньше, чем ползучесть образцов шамотного бетона на силикатнатриевом композиционном вяжущем. Это объясняется более полным установлением некоторого равновесия после фазовых превращений в шамотном бетоне на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем при нагревании. Итак, из рассматриваемых бетонов большей ползучестью при постоянной нагрузке 0,2 МПа при температуре 1350°C обладает шамотный бетон на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем.

Таким образом, сравнительные испытания жаростойкого шамотного бетона на различных видах композиционных вяжущих показали, что жаростойкий бетон на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем обладает лучшими показателями термомеханических свойств по сравнению с аналогичным бетоном на силикатнатриевом композиционном вяжущем. Это объясняется тем, что в жаростойком бетоне на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем содержание легкоплакого щелочного компонента ( $Na_2O$ ) почти в 2,5 раза меньше, чем в аналогичном бетоне на силикатнатриевом композиционном вяжущем. Поэтому в жаростойком шамотном бетоне на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем при высоких температурах наиболее полностью происходят процессы структурирования, уменьшения содержания стеклофазы за счет перехода части аморфного кремнезема в тридимит и кристобалит.

### Библиографический список

1. Гвоздев А.А. Прочность, структурные изменения и деформация бетона. - М.: Стройиздат, 1978, 300 с.
2. Некрасов К.Д., Жуков В.В., Гуляева В.Ф. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур. - М.: Стройиздат, 1972, 128 с.
3. Баранов В.М., Коростин О.С., Милосердин Ю.В. Ультразвуковая диагностика для измерения модулей упругости, внутреннего трения и статической твердости материалов в широком интервале температур/VIII Всесоюз. акустич. конф. Рефераты докл. Т. 2 - М.: Изд. АН СССР, 1973. - С. 234-235.
4. Горлов Ю.П., Меркин А.П., Устенко А.А. Технология теплоизоляционных материалов. - М.: Стройиздат, 1980. - С. 239.
5. Горлов Ю.П., Меркин А.П., Зейфман М.И., Тотурбиев Б.Д. Жаростойкие бетоны на основе композиций из природных и техногенных стекол. - М.: Стройиздат, 1986. - С. 144.
6. Горлов Ю.П., Еремин Н.Ф., Седунов Б.У. Огнеупорные и теплоизоляционные материалы. - М.: Стройиздат, 1979. - 193 с.

## НЕСКОЛЬКО УТОЧНЕНИЙ О МЕХАНИЗМЕ ТВЕРДЕНИЯ ЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ И СТРОЕНИИ МИКРОБЕТОНА

В работе [1] показана основополагающая роль в гидратационном твердении портландцемента и материалов на его основе электроповерхностных явлений, определяющих стадийное формирование на границе раздела фаз "поверхность клинкерного зерна – вода" промежуточных неравновесных энергетических комплексов с их развитием (аккумуляцией собственной энергии), достижением критического уровня и распадом (химизмом процесса). Стадийное накопление на поверхности цементных частиц клевого аморфного гидросиликата, контракция, стяжение системы, последовательное потребление безводными минералами порций диполей, развитие в межзерновых пустотах вакуума приводят к самоорганизации композиции, формированию и упрочнению микробетона и бетона в целом. Структурообразующий процесс, отвердевание, приобретение бетоном требуемых свойств и его существование, как строительного материала, находится в неразрывном единстве с разрушительными, деструктивными проявлениями, связанными с периодическим ослаблением структурных связей цементной системы стадийно образующимся гидратом как на начальном этапе, так и в эксплуатационной стадии. Представленный на обсуждение материал имеет ясную физическую сущность свойств и явлений и, главное, дает ответ на многие до сих пор "зависшие" вопросы: энергетику и механизм элементарных гидратационных актов, природу неравновесности формирующегося в межфазной зоне двойного электрического слоя, роль индукционных стадий, причину "скачкообразного" твердения цементных материалов, пилообразного набора прочности, ее сбросов на поздних этапах.

При этом нельзя не заметить некоторого несоответствия стадийного (циклического) характера гидратационного и структурообразующего процессов с принципом диффузионного контроля появляющейся на клинкерных частицах экранирующей гидратной оболочки. Действительно, в результате "послойного" накопления новообразований под первичной оболочкой" даже на начальном этапе должна появляться гидратная оболочка с высокой плотностью и экранирующей способностью, ставящих под сомнение саму возможность стадийности процесса. Кроме того, полученные экспериментальные результаты [2, 3], касающиеся воздействия температурного фактора на деструкцию нагруженного бетона, показали, что разрушение бетона, бесспорно, связанное с химизмом явления, наблюдается через считанные минуты и даже секунды воздействия повышенных температур (рис. 1), что также не "вписывается" в логику явления. Даже без соответствующих расчетов понятно, что отмеченный деструктивный временной интервал должен ис-

числяться далеко не минутами, тем более, секундами. В этом отношении необходимы некоторые пояснения.



Рис. 1. Влияние величины температурного воздействия на время разрушения нагруженных образцов

До сих пор популярно ошибочное, на наш взгляд, мнение, что твердение цементных композиций осуществляется путем растворения (гидролиза) клинкерных минералов, постепенного проникновения гидратационных преобразований в глубь зерен вяжущего. Технологическим совершенством, в связи с этим, считается максимальное использование "клинкерного фонда", потенциальных возможностей портландцемента, предусматривая при этом предельное превращение безводных цементных минералов в гидратированные соединения. Но так ли это? Причины для сомнения в правомерности "глубинных" представлений более чем достаточно:

1) всем известный факт – необходима тщательная изоляция цемента от контакта с окружающей средой (даже упаковка цемента в мешки из крафт-бумаги не является надежной защитой). Поглощая из воздуха молекулы воды вяжущее "слеживается" и со временем превращается в камень. Уместно вспомнить ряд работ по изучению процесса твердения портландцемента при полном исключении всякой возможности растворного механизма (например, "газогидратации" минеральных вяжущих веществ [4]), что не помешало цементу благополучно гидратироваться и отвердевать. Проще говоря, даже при совершенном отсутствии воды в виде жидкой среды, процесс твердения цементной системы идет обычным порядком, что дает полное основание считать этот процесс поверхностным, протекающим "с позиции чисто топомеханического механизма";

2) в начальной стадии "при смешивании цемента с водой в процессе гидролиза трехкальциевого силиката выделяется гидроксид кальция, образуя пере-сыщенный раствор..." [5]. Т.е. имеет место "инконгруэнтное" (избирательное) растворение силикатов кальция [6] с преимущественным выбросом в жидкую среду ионов кальция, "что легко обнаруживается

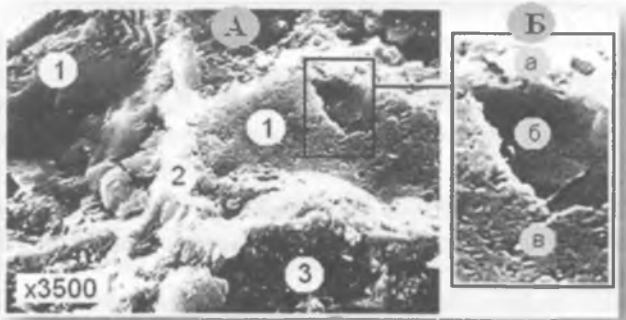


Рис. 2. Строение микробетона (А) и фрагмент поверхности гидратированного клинкерного зерна (Б)

(Stereoscan S4-10): 1 - частично гидратированные зерна вяжущего; 2 - гидратная оболочка; 3 - межзерновая пустота

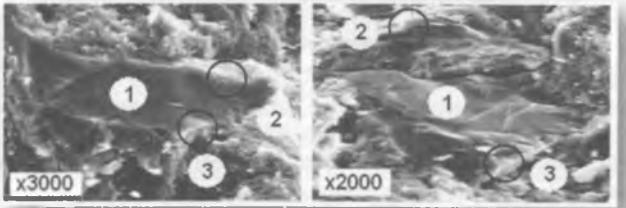


Рис. 3. Строение цементного камня 31-летнего возраста

(JEOL JSM-25S; здесь и на рис.7 обозначения те же, что и на рис.2)

простыми аналитическими приемами" [7]. Массивные же гидролизные кремнекислородные "остатки", удерживаемые молекулярными силами, остаются в дисперсной твердой фазе цементной системы, взаимодействуют с высокореактивными продуктами распада молекул воды, образуя водонепроницаемый барьер, что делает совершенно невероятным проникновение гидратационного фронта в глубь тела клинкерного зерна;

3) "исследования процессов гидратации цементов под микроскопом показали, что взаимодействие цементных зерен с водой происходит без распада цементных зерен на мелкие частицы..." [8], т.е. это взаимодействие осуществляется при отсутствии "адсорбционного диспергирования" частиц вяжущего, размеры которых практически неизменны на всем протяжении твердения и существования цементного композита. На рис. 2 (А) представлено строение прессованного цементного камня ( $V/D = 0,2$ ) в трехмесячном возрасте; какие же изменения произошли спустя 31 год его выдерживания (рис. 3)? Те же огромные негидратированные внутренние массивы клинкерных зерен, гидратные оболочки незначительной (доли микрона) толщины (отмечены на рис. 3), рентгенофазовый анализ камня (рис. 4), мало отличающийся от исходного (негидратированного) портландцемента;

4) рассматривая гидратационное твердение сквозь призму сквозьрастворных превращений, оптимальные результаты должны бы дать цементы, содержащие не плотные, не правильные по форме и подверженные распаду кристаллы минералов, поскольку интенсивнее происходило бы растворение в

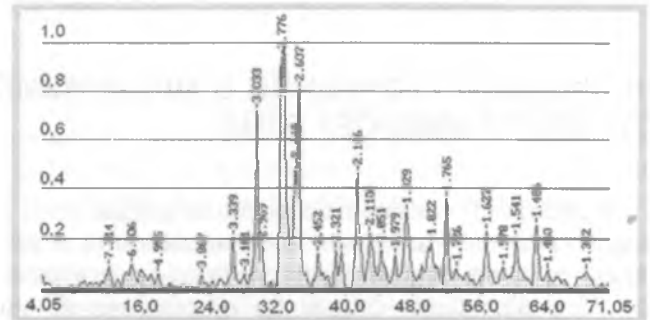


Рис. 4. Рентгенограмма образца 31-летнего возраста

более ранние сроки – пересыщение, кристаллизация и т.п. На самом же деле картина прямо обратная – предельные свойства камня достигаются при использовании основных цементных минералов с плотной, правильной по форме кристаллохимической структурой, что положено в основу подбора режимов обжига и компонентного состава сырьевых смесей при производстве высокоактивного и высокопрочного портландцемента;

5) поверхность процесса находит прямое экспериментальное подтверждение при электронно-стереомикроскопическом анализе скола свежего клинкера  $C_3S$  при его соприкосновении с водой [9].

"Через две секунды гидратации на поверхности скола клинкера появляются бугорки роста, распределенные на площади неравномерно. <...> С возрастом гидратации количество и размеры бугорков увеличиваются; они превращаются в плоские чешуйки. Часто сросшиеся между собой бугорки образуют скопления самых неожиданных конфигураций <...> в суточном возрасте твердения появляются отдельные сросшиеся гидратированные зерна". Как видно, налицо исключительно поверхностная картина отвердевания. "Бугорки роста" (прочно связанные друг с другом и поверхностью клинкерного зерна ассоциаты диполей, обладающие свойствами не жидкости, а, скорее, твердого вещества) – элементы промежуточной энергетической композиции, естественное стадийное развитие и распад которой определяет химизм явления, появление и накопление гидрата, увеличение размеров, срастание "бугорков" и соединение клинкерных частиц в единое целое;

6) только с поверхностных позиций объяснима экспериментально обнаруживаемая стадийность химического взаимодействия реагентов и структурообразования цементных систем, находящаяся в полном соответствии с базовым положением химической кинетики гетерогенных реакций, согласно которому образованию продукта взаимодействия реагентов предшествует формирование и развитие на границе раздела фаз временных активированных комплексов с более высоким энергетическим уровнем, по сравнению с начальным и конечным состоянием системы [10]. Только в свете поверхностных представлений понятна давно установленная независимость качественной стороны процесса от водоцемент-

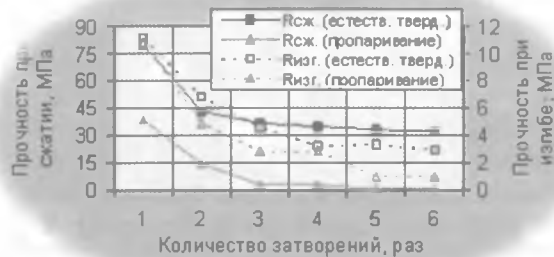


Рис. 5. Влияние количества затворений на прочностные свойства цементного камня

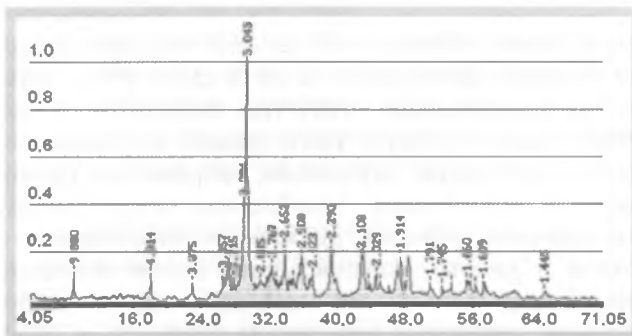


Рис. 6. Рентгенограмма прессованного образца на основе семикратно гидратированного и пропаренного вяжущего

нтного фактора и заполнителей, выражающаяся в синхронности наступления сингулярных точек кинетических кривых ряда свойств (пластической прочности, электрического сопротивления, тепловыделения, скорости прохождения ультразвука и др.) в цементных составах различных видов и консистенций;

7) показательны опыты с многократным затворением портландцемента (рис 5) [2]. Пропаривание активизирует диполи, приводит к более полной поверхностной гидратации цементных зерен, в связи с чем после пятого и шестого затворений вновь получаемого при стабильных параметрах помола вяжущего отвердевание прекратилось. Т.е. произошла 100 %ная гидратация вяжущего, на что указывает отсутствие дифракционных отражений, соответствующих силикатной части клинкера (рис. 6). Исходя из традиционных предпосылок, следовало ожидать растворения клинкерных частиц. Однако полученный прессованием на основе семикратно гидратированного вяжущего камень состоит из химически полностью использованных клинкерных зерен с "первозданными" размерами (рис. 7). Разумеется, многие вопросы были бы сняты при просмотре расколотой гидратированной цементной частицы, что, к сожалению, недостижимо, ввиду несопоставимости прочности цементных зерен и их контактных участков. Тем не менее, с достаточно высокой достоверностью можно утверждать, что строение данного клинкерного зерна мало чем будет отличаться от выше представленных снимков (см. рис. 2, 3);

8) не полностью гидратированные цементные частицы – отнюдь не негативный и нежелательный

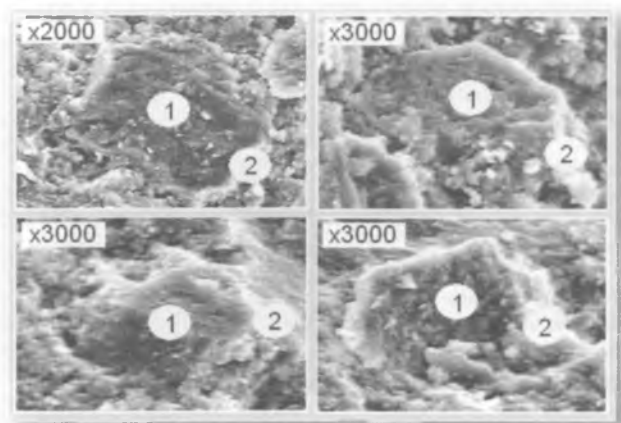


Рис. 7. Отдельные участки структуры цементного камня на основе семикратно гидратированного и пропаренного портландцемента (JEOL JSM-25S)

аспект, а фактор, определяющий физико-технические свойства цементного камня и бетонов. Являясь своеобразным "крупным заполнителем" микробетона, поверхностно гидратированные частицы посредством клеевых аморфных прослоек новообразований воспринимают силовые и прочие нагрузки, определяя тем самым несущую способность бетонных и железобетонных изделий и конструкций. Данное положение находит косвенное подтверждение в многочисленных работах по оптимизации гранулометрического состава цемента. Для обычного (тяжелого) бетона важна плотная упаковка крупного и мелкого заполнителей, что достигается специальным подбором их фракционного состава. Не менее важен этот аспект и для микробетона – наиболее прочным и "плотным" камень будет в случае полидисперсного состава цементного порошка" [11].

Твердение цементных композиций представляет собой чередование "индукционных" (подготовительных) временных интервалов и быстротечных, взрывообразных моментов химического взаимодействия реагентов, что и определяет давно известную "скачкообразность" процесса. В начальный период (до максимума тепловыделения) гидратообразование протекает через каждые  $90 \pm 10$  мин при нормальных условиях твердения портландцемента обычного вещественного и минералогического составов. По мере снижения поверхностной энергии клинкерных зерен, уменьшения количества активных диполей индукционные интервалы закономерно увеличиваются, через сутки твердения исчисляются часами, месяцы – сутками, годы – месяцами, десятилетия – годами. Поверхностный характер процесса приводит в итоге к формированию на гидратированной поверхности клинкерных зерен локально рассредоточенных относительно равновесных структур "остаточные активные центры - адсорбированные кластеры" (рис. 8), сохраняющиеся неопределенно продолжительное время.

Отличительной особенностью затвердевшего клинкерного зерна является, таким образом, наличие на его гидратированной поверхности локально

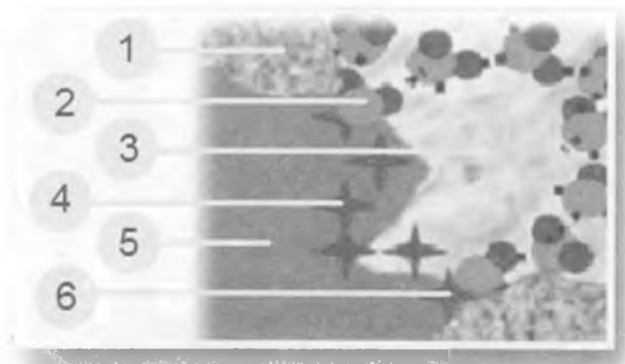


Рис. 8. Схема строения затвердевшего цементного зерна

1 - гидратный продукт; 2 - адсорбционный слой диполей; 3 - дипольный свод; 4 - остаточный активный центр; 5 - негидратированный объем зерна; 6 - адсорбционный центр

рассредоточенных динамически равновесных структур "остаточные активные центры – адсорбированные кластеры" (рис. 8) [12], которые могут сохраняться в бетоне (железобетоне) неопределенно продолжительное время. Данный момент заслуживает особого внимания. На рис. 2 (Б) представлен фрагмент трехмесячного клинкерного зерна, включающего новообразования неупорядоченного строения, покрывающие удаленную поверхность частицы и являющиеся клеевым продуктом микробетона (а), химически неиспользованный внутренний объем зерна, обнаженный вырывом клинкерного массива при получении скола камня (б) и фронтальную гидратированную поверхность (в). Покрывающий последнюю слой гидратного продукта механически не нарушен, о чем свидетельствует отсутствие видимых повреждений, завершенность строения и форм его структурных элементов, например, заваленность многочисленных, сравнительно равномерно распределенных пор (по всей вероятности, данный участок зерна в процессе отвердевания контактировал с капилляром или межзерновой пустотой). Отчетливо просматривающиеся сферические с размером от десятых долей микрона и ниже поры и есть не что иное, как каналы в массе новообразований остаточных негидратированных зон. В сколе микробетона с разрушенными межзерновыми связями эти каналы легко обнаруживаются в виде многочисленных цилиндрических полостей в гидросиликатной массе с рваными "чешуйчатыми" краями (рис. 9).

Затвердевший цементный бетон и железобетон, в отличие от стабильных структур (керамики, природных каменных материалов, силикатного бетона) – далеко не безобидные, с "навечно данными" свойствами продукты. Основная опасность и непредсказуемость последствий заключается именно в "не полностью разложившихся клинкерных зернах", точнее, в своеобразных "минах замедленного действия" – остаточных негидратированных зонах, которые способны "разлагаться" в любой возрастной стадии. Непрерывающийся естественный адсорбционный процесс

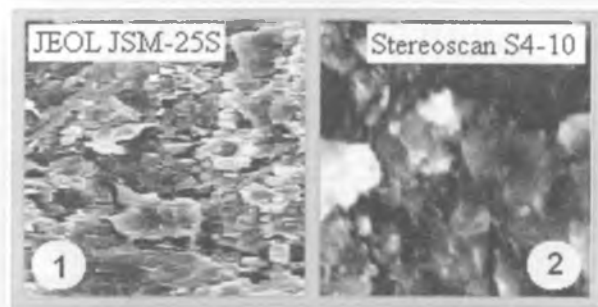


Рис. 9. Фрагменты поверхности гидратированных клинкерных зерен

(накопление системой собственной энергии) приводит к гидратации минералов на поздних этапах в условиях сложившейся структуры композита. Вновь образующийся продукт, увеличиваясь в объеме, является источником внутренних напряжений, приводящих к временному ослаблению связей между клинкерными зернами, деструкции микробетона и бетона в целом. Появляющиеся дополнительные порции гидросиликатного клея "залечивают" микродефекты, повышают тем самым плотность и прочность материала. Данный процесс – объективен, закономерен и бесконечен, чем и определяется "пилообразный" рост прочности бетона в период интенсивного твердения [13], наблюдаемые временные сбросы прочности спустя месяцы, годы и десятилетия [14].

При обычных условиях отмеченная деструкция протекает, как правило, без особых негативных последствий для эксплуатируемых конструкций (хотя известны случаи разрушения железобетона "без видимых на то причин"), ввиду неравномерно протекающих на клинкерных зернах гидратационных явлений. Однако многие внешние (тепловые, электромагнитные, ультразвуковые, вибрационные, динамические, силовые) воздействия способны ослабить и даже разрушить *H*-связи, активизировать адсорбционно-связанную воду и спровоцировать одновременную гидратацию минералов на подавляющем большинстве клинкерных частиц, что вряд ли будет безболезненным для бетонов в нагруженном состоянии. Данный аспект чрезвычайно актуален для несущих большепролетных конструкций, в монолитном высотном производстве, при проведении бетонных работ в сейсмически опасных зонах и других областях строительства. Эксплуатационная надежность бетона во многом зависит от полноты и завершенности поверхностных гидратационных преобразований клинкерных частиц в стадии интенсивного твердения, для чего рекомендуется комплекс технологических мер (применение не пластифицированных органическими и синтетическими продуктами бетонных смесей, использование тепловой обработки конструкций, механической активации, водных условий твердения, предохранение распалубленного бетона от влагопотерь и др.).

## Выводы

1. Гидратация цементных систем имеет поверхностный (топохимический) характер, включающий стадийное формирование в межфазной зоне, развитие, достижение критического уровня и распад промежуточных неравновесных энергетических композиций.

2. Особенностью гидратированного цементного зерна является наличие на его поверхности локально рассредоточенных относительно равновесных структур "остаточные активные центры – адсорбционный слой диполей", которые следует учитывать в производственной практике.

3. Гидратация отмеченных остаточных активных центров на всем протяжении существования бетона как строительного материала и есть одна из основных причина сбросов прочности как на стадии интенсивного твердения, так и в эксплуатационный период.

4. Для снижения вероятности поздних гидратационных актов и деструктивных последствий следует использовать комплекс технологических мер, благоприятствующих структурообразующему процессу и обеспечивающих полноту поверхностных преобразований клинкерного зерна.

## Библиографический список

1. Пшеничный Г.Н. Электрохимическая схема твердения портландцемента // Бетон и железобетон. - 2009. - №1. - С.27-30.

2. Пшеничный Г.Н. Роль температурного фактора в деструкции цементных бетонов // Техника и технология силикатов. - 2008. - Т.15. - №2. - С.2-10.

3. Пшеничный Г.Н. О безопасности эксплуатации железобетонных конструкций // Безопасность труда в промышленности. - 2008. - №9. - С.16-19.

4. Топохимический механизм газогидратации минеральных вяжущих веществ / М.А.Сорочкин, А.Ф.Щуров, В.М. Нежданов, Л.П. Холланов, А.В. Нехорошев // Цемент. - 1989. - № 7. - С.18-19.

5. Баженов Ю.М. Технология бетона. - М.: Изд. Ассоциации строительных вузов, 2007. - 526 с.

6. К вопросу о гидратации и твердении цемента // Доклады международной конференции по проблемам ускорения твердения бетона при изготовлении сборных железобетонных конструкций / Ю.С. Малинин, Л.Я.Лопатникова, В.И.Гусева, Н.Д.Клишанис. - М.: Стройиздат, 1968. - С. 89-90.

7. Сиверцев Г.Н. Некоторые экспериментальные предпосылки для построения единой теории твердения вяжущих на коллоидно-химической основе // Труды совещания по химии цемента. - М.: Госстройиздат, 1956. - С. 201-220.

8. Шейкин А.Е. Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня. - М.: Стройиздат, 1974. - 191 с.

9. Физико-химические основы формирования структуры цементного камня / Л.Г. Шлынова, В.И. Чих, М.А. Саницкий, Х.С. Соболев, С.К. Мельник. - Львов: Изд. Львовского государственного университета, 1981. - 160 с.

10. Кузнецова Т.В., Кудряшов И.В., Тимашев В.В. Физическая химия вяжущих материалов. - М.: Высшая школа, 1989. - 384 с.

11. Сычев М.М. Твердение вяжущих веществ. - Л.: Стройиздат, 1974. - 79 с.

12. Пшеничный Г.Н. Гидратация клинкерного зерна - глубинный или поверхностный процесс // Технологии бетонов. - 2008. - №10. - С. 50-52.

13. Малинина Л.А. Тепловлажностная обработка тяжелого бетона. - М.: Стройиздат, 1977. - 160 с.

14. Миронов С.А., Малинский Е.Н. Основы технологии бетона в условиях сухого жаркого климата. - М.: Стройиздат, 1985. - С. 246-248.

## КОНСТРУКЦИИ

С.Ю. КУДРЯШОВ, А.М. ЛЮДКОВСКИЙ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

### ОПЫТ УСИЛЕНИЯ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ АРМИРОВАННОЙ НАБЕТОНКОЙ

После завершения возведения покрытия подземной парковки стилобатной части жилищно-общественного комплекса с подземной автостоянкой было изменено техническое задание касательно интенсивности загрузки. Потребовалось кратковременно нагружать перекрытие парковки нагрузкой полной интенсивностью до 50 кН/м<sup>2</sup>, включая особую временную нагрузку от тяжелого транспорта (до 42 т). Несущие конструкции в Проекте "Жилищно-общественный комплекс по адресу: г. Москва, ул. Большая Татарская, владение 13, в "Проекте усиления стилобатной части" разработаны под руководством к.т.н. С. Ю. Кудряшова.

Комплекс (жилая часть) состоит из восьми отдельных блоков, стоящих на отдельных фундаментных плитах (рис. 1). Жилая часть – 4 блока по 8-10 надземных этажей. Подземная парковка (стилобатная часть) – один подземный этаж.

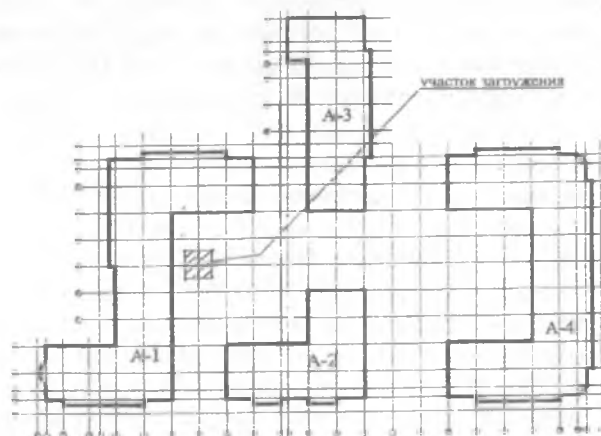


Рис. 1. Схема жилищно-общественного комплекса с подземными гаражами

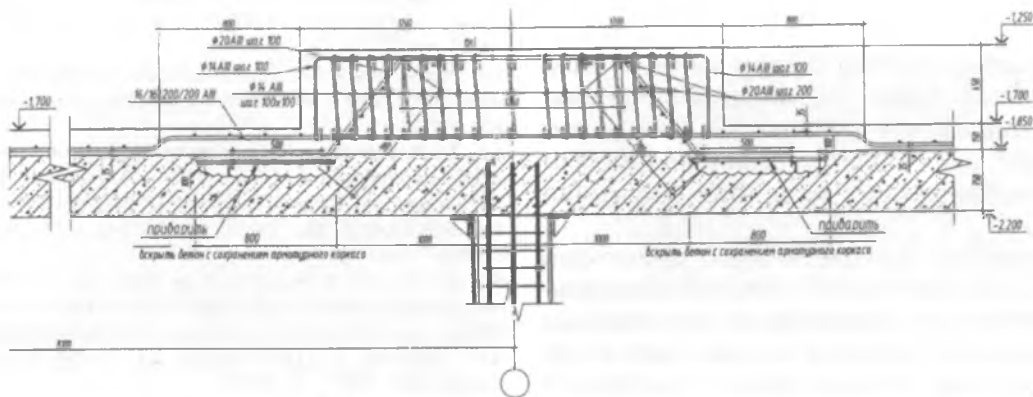


Рис. 2. Конструкция узла усиления плиты на продавливание

Конструктивная схема комплекса представляет собой каркасную систему с монолитными железобетонными безбалочными перекрытиями. Здание имеет ядро жесткости в виде монолитных лестничных и лифтовых шахт, расположенных по периметру и внутри здания. Горизонтальная жесткость каркаса в двух направлениях обеспечивается жесткостью узлов каркаса и монолитными ядрами жесткости. Размеры комплекса в плане 167×120 м, максимальная высота – 40 м. Стойки каркаса жестко заделаны в фундаменты.

Фундаментом здания является монолитная железобетонная плита толщиной 1 м. Колонны подземного одноэтажного гаража (стилобатная часть комплекса) приняты сечением 400×400 мм. Шаг колонн 8100×8100 мм.

Железобетонные конструкции выполнены из бетона класса В25. Армирование – арматурой класса А-III и А-I. Конструкция усиления представлена на рис. 2. Усиление выполнено следующим образом.

Колонны стилобатной части усиливаются металлической обоймой из четырех уголков  $\angle 100 \times 100 \times 8$ , соединенных планками. Сверху и снизу уголки объединяются воротниками из таких же уголков, через которые передаются нагрузки от покрытия на фундаментную плиту. Зазоры между металлическими воротниками и бетонными поверхностями зачеканиваются цементно-песчаным раствором. Перекрытие усилено набетонкой 150 мм с устройством над колоннами железобетонных утолщений высотой 600 мм (включая накладную плиту) и размерами в плане 2400×2400 мм. Накладная плита толщиной 150 мм имеет соединение с существующей плитой перекрытия железобетонной шпонкой вокруг колонн по квадрату размером от 3,6×3,6 до 2,0×2,0 м. Соединение выполнено посредством сварки арматурных стержней со вскрытием верхнего слоя бетона существующей плиты на глубину 100 мм с шириной полосы 800 мм вокруг каждой колонны. Снимаемый слой бетона вокруг зоны утолщения накладной плиты, внутрь существующей, выполняет роль шпонки, позволяющей воспринимать горизонтальные сдвигающие деформации от действия поперечной силы в близости опорной зоны перекрытия.

При усилении существующей плиты перекрытия дополнительно вводятся контурные балки с ребрами вверх. Армирование вновь бетонируемых балок соединяется с армированием существующей плиты после снятия слоя бетона на глубину 200-250 мм, при ширине полосы 700 мм.

Технические требования к помещению гаража не позволили сделать капители по нижней поверхности плиты перекрытия.

Величина нагрузки на колонну от собственной массы перекрытия и набетонки плюс песок, керамзит и армированная бетонная подготовка под асфальт составила 2594 кг/м<sup>2</sup>. В процессе испытаний предстояло догрузить узел нагрузкой, эквивалентной распределенной нагрузке на перекрытие 2406 кг/м<sup>2</sup>.

Нагрузки в процессе испытания прикладывались на площади ~8,1×9 м (рис. 3, 4). Статическая нагрузка 195 тс интенсивностью 2,708 тс/м<sup>2</sup> была реализована укладкой на поверхность покрытия бетонных фундаментных блоков ФБС 2,4×0,4×0,6 м. Масса одного фундаментного блока 1250 кг. Блоки укладывались самоходным подъемником массой 6,8 т и краном массой 26,8 т.



Рис. 3. Общий вид стройки с полной нагрузкой на испытываемый узел. Вид со стороны оси 5

Прогибы покрытия фиксировались приборами часового типа. На рис. 4 дана схема установки приборов. Графики прогибов приведены на рис. 5. Мак-

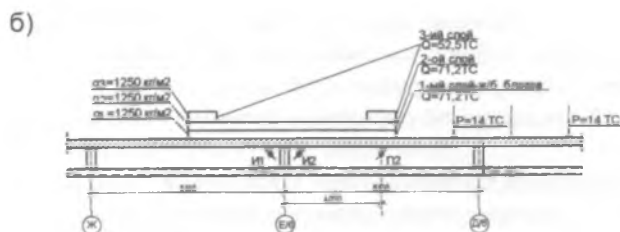
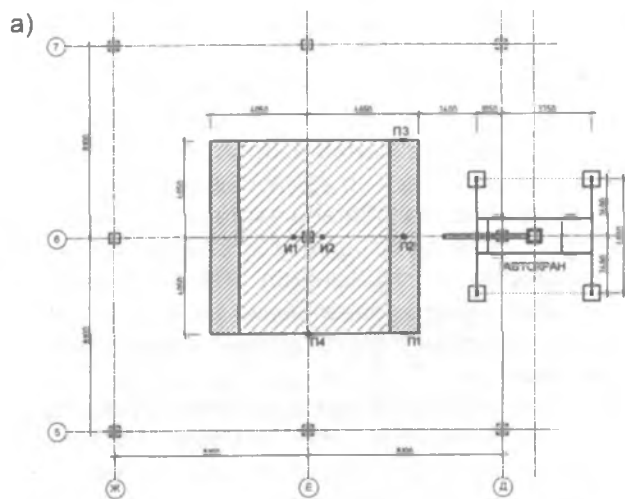


Рис. 4. Схема приложения нагрузки при натуральном испытании узла опирания монолитной плиты покрытия подземного гаража

а - план, индексами И1 и И2 обозначены индикаторы, фиксирующие смещение плиты покрытия рядом с колонкой; П1...П4 - прогибомеры; б - разрез по оси б

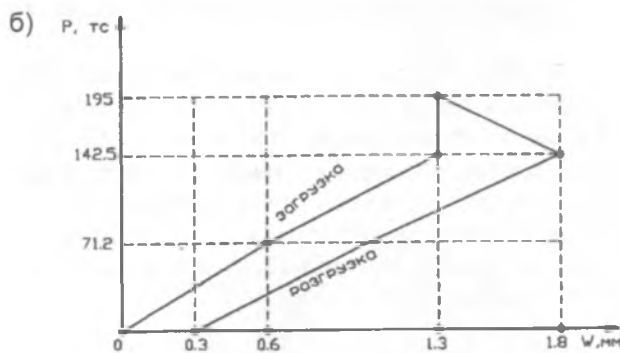
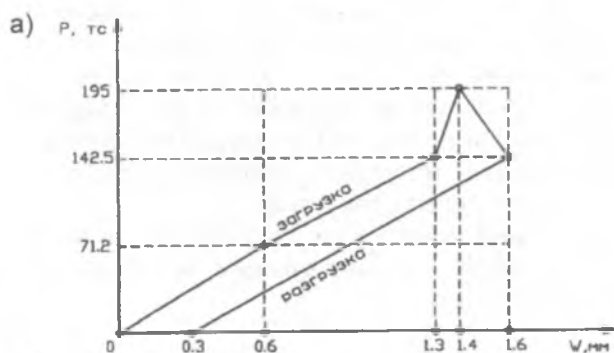


Рис. 5. Графики прогибов

а - межколонные прогибы плиты (прибор П2); б - прогиб центра плиты (прибор П3)

симальные прогибы плиты перекрытия по оси колонн: по оси б-1,6 мм, по оси Е – 2,6 мм. Максимальный пролетный прогиб в середине плиты: прогибомер П1 – 3,02 мм, прогибомер П3 – 2,03 мм. Значение максимального прогиба по отношению к пролету составляет  $W/l = 1/2682$ . Жесткость плиты очень высока.

Плита работала упруго при загрузке и при разгрузке. Трещины в растянутой зоне плиты не обнаружены. Увеличение прогибов при разгрузке, которая длилась 16 ч, составило 0,2 мм, или 14%, по прогибомеру П2 и 0,5 мм, или 38%, по прогибомеру П3. Остаточные деформации по обоим прогибомерам одинаковые – 0,3 мм, что составило 19% для П2 и 17% для П3 от полных прогибов.

Появление остаточных деформаций, по-видимому, явилось следствием проявления быстроснающей ползучести. В СП52-101-2003 п. 7.3.10 рекомендован понижающий коэффициент 0,85 к модулю деформации бетона. С учетом точности натурных экспериментов, которая в практике обычно не превышает 15%, полученные экспериментальные результаты следует считать удовлетворительными.

Согласно показаниям индикаторов И1 и И2 (точность измерения 0,001 мм), имело место взаимное перемещение конструкции стальной обоймы, опирающейся на фундаментную плиту, и загруженной же-

лезобетонной колонны. Взаимные перемещения (проскальзывания бетонного стержня внутри стальной обоймы) составило по приборам: И1 – 0,479 мм; И2 – 0,524 мм. Замеренные перемещения характеризуют укорочение колонны при загрузке.

Увеличение размера площади загрузки по оси б на 0,6 м (в сторону оси Д) плюс размещение вдоль оси б крана массой 28 т, стоящего практически вплотную к грузам (фундаментным блокам), создало загрузку не только зоны над колонной Е/6, но и всей зоны Е/6-Д/6. Увеличение жесткости плиты на последнем этапе загрузке (нагрузка – третий ряд блоков, прикладывалась двумя полосами – см. рис. 3, 4) объясняется тем, что нагрузка была приложена неравномерно, и ее сравнительно большая часть перераспределилась на колонну Д/6.

### Выводы

1. Проведены натурные испытания плиты перекрытия стилобатной части жилищно-общественного комплекса. Загружение производилось фундаментными блоками при помощи подъемного крана и автопогрузчика. Статические испытания выполнялись в течение трех суток с замерами прогибов приборами при загрузке и разгрузке. Деформации и перемещения конструкций контролировались индикаторами часового типа и прогибомерами.



2. Испытанный узел перекрытия стилобатной части здания (без проектного усиления колонны) выдержал полную нагрузку  $5255 \text{ кг/м}^2$ , что составляет 105,1% от заданной расчетной величины полной нагрузки.

Величина существующей постоянной нагрузки на момент проведения испытания составляла  $2594 \text{ кг/м}^2$ .

3. Во время испытания колонна не была усилена обоймой в соответствии с проектом (отсутствовала зачеканка раствором стыков бетона и стальных элементов обоймы усиления). На момент испытания имеющее место усиление колонны стальной обоймой являлось контрольным страхующим столбом, исключая возможность обрушения перекрытия от продавливания.

Испытания показали достаточную несущую способность усиленного перекрытия даже без усиления колонн.

4. Прогибы плиты при максимальной временной нагрузке в 195 тс ( $2671 \text{ кг/м}^2$ ) составляют не более: 2,6 мм в пролете между колоннами и 3,02 мм в середине плиты. Эти данные свидетельствуют о высокой жесткости усиленной плиты перекрытия. Замеренные прогибы и деформации конструкции перекрытия не превышают допустимых значений прогибов от полезной нагрузки.

5. Трещины и иные дефекты в перекрытии при испытаниях не появились.

6. Пропорциональное нарастание прогибов при нагружении и снятии нагрузки свидетельствует об упругой работе перекрытия и отсутствии взаимных сдвигов основной плиты и армированной набетонки.

7. Покрытие стилобатной части жилищно-общественного комплекса по адресу: г. Москва, ул. Большая Татарская, вл. 13, квартал 368 допускается к эксплуатации с учетом завершения работы по усилению несущих колонн в соответствии с ранее разработанным проектом.

8. Использованный метод усиления существующей плиты покрытия при помощи накладной конструкции позволил увеличить общую несущую способность стилобатной части.

Предложенный метод возможен для применения только при условии создания железобетонных шпенок на верхней поверхности плиты вокруг колонн (согласно прилагаемым чертежам) и при создании контурных балок по периметру каждого блока покрытия. Ребра балок могут быть направлены как вверх (как в данном случае), так и вниз.

Соединение арматурных стержней вновь возводимых каркасов с существующим армированием плиты обязательно.

*К.В. ТАЛАНТОВА, Л.В. ХАЛТУРИНА (Алтайский государственный технический ун-т им. И.И. Ползунова, Барнаул)*

## ОБОЛОЧКИ ПОКРЫТИЯ ХРАМОВЫХ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА

В советское время множество храмов было разрушено или перепрофилировано. В связи с этим на долгие годы был практически остановлен процесс создания культовых сооружений, богатые многовековые отечественные традиции строительства церквей практически не развивались и не обогащались современными архитектурными, конструкторскими и технологическими достижениями. В последнее двадцатилетие в нашей стране ситуация изменилась: стало активно возрождаться православие. Православная церковь, отличающаяся устойчивостью традиций, консервативностью, четко определяет объемно-планировочную структуру и функциональную взаимосвязь помещений и элементов храма, его предметную среду.

В предлагаемой работе представлены архитектурно-планировочные и конструктивные решения храма на 240 прихожан в сельской местности. Архитектурно-планировочное решение выполнено по православным канонам и основано на лучших традициях русского православного зодчества [1, 2]. Оригинальность предлагаемых авторами настоящей статьи решений состоит в том, что при традиционных планировочных решениях были предложены и разработаны современные тонкостенные простран-

ственные конструкции покрытия храма в виде оболочек с применением композиционного материала – сталефибробетона (СФБ) и, для сравнения, – в типовом варианте из железобетона (ЖБ).

Храм запроектирован однефным, трехчастной структуры с тремя главами в завершении, расположенными по одной оси. Продольный разрез храма представлен на рис. 1. Архитектурно-планировочное решение здания потребовало применения над каждой ее частью конструкций покрытия разной формы и размеров.

Оболочка покрытия алтаря представляет собой тонкостенную составную пространственную конструкцию длиной 5,9 м, состоящую из купольной части радиусом 3,9 м, переходящей в цилиндрическую оболочку длиной 2,0 м. Ширина оболочки покрытия алтаря равна 7,8 м. Оболочка по контуру опирается на монолитный пояс, а также на арочную конструкцию проема между алтарем и средней частью.

Конструкция покрытия средней части храма представляет собой составную цилиндрическую оболочку (крестовый свод) размером в плане  $10,8 \times 10,8 \text{ м}$  и высотой подъема 5,9 м. Крестовый свод условно разделен на два основных элемента: отсеченные ци-

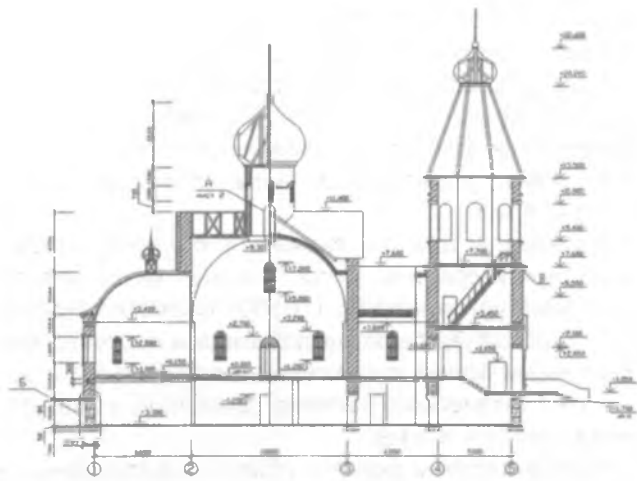


Рис. 1. Продольный разрез храма

линдрические сегменты и опорный контур. Последний составлен из четырех полуарок, в верхней части упирающихся в кольцо. В элементах полуарок и верхнего кольца принят горячекатаный двутавр обыкновенный. Сегменты представляют собой тонкостенные пространственные сталефибробетонные (железобетонные) элементы, которые по торцам опираются на стены, по линиям отсечения – на полуарки опорного контура. Нижней частью полуарки опираются на колонны, расположенные по углам средней части здания. Возникающий в крестовом своде распор передается на монолитный железобетонный пояс и колонны. Верхнее опорное кольцо служит также для опирания барабана, состоящего из двух цилиндрических оболочек, между которыми расположен утеплитель. Сверху на барабане устроена луковица (глава).

Конструкции покрытия над алтарем и средней частью разработаны в двух вариантах: с применением СФБ и из ЖБ. Применение СФБ в тонкостенных конструкциях покрытия храма предложено как альтернативный вариант типовым решениям, позволяющий обеспечивать эксплуатационные характеристики элементов конструкций. При этом сокращается расход материалов за счет снижения высоты сечения оболочек в среднем в 1,75 раза, уменьшаются их стоимость и трудоемкость возведения [3-8]. Сталефибробетон рекомендуется для применения в элементах конструкций, в которых наиболее эффективно могут быть использованы его технические преимущества по сравнению с железобетоном: повышенные физико-механические характеристики; возможность использования более эффективных конструктивных решений тонкостенных конструкций без стержневой или сетчатой распределительной и поперечной арматуры; снижение трудозатрат на арматурные работы; возможность применения новых, более производительных приемов формования конструкций, например, метод гнутья свежееотформованных листовых элементов конструкций.

Статический расчет оболочек выполнен методом конечных элементов средствами BK SCAD, который был предоставлен нам ЗАО НПП "Стройинжиниринг,

ЭРА – XXI век", сертификат соответствия № РОСС RU. СП 09. Н 000 26. Для описания расчетной схемы конструкции покрытия алтаря приняты конечные элементы (КЭ): № 42 – треугольный элемент оболочки и № 44 – четырехугольный элемент оболочки. Для описания расчетной схемы конструкции крестового свода использованы конечные элементы: № 42 и № 44 – в сегментах и № 5 – пространственный стержень. Расчетные схемы оболочек представлены на рис. 2 и 3.

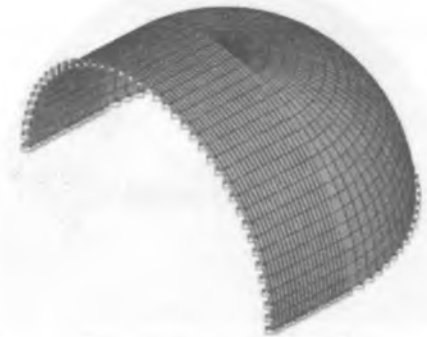


Рис. 2. Оболочка покрытия алтаря. Расчетная схема получена средствами BK SCAD

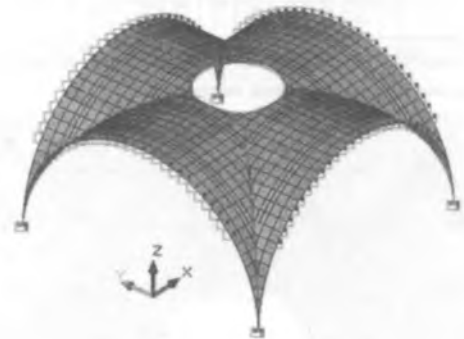


Рис. 3. Оболочка покрытия средней части храма. Расчетная схема получена средствами BK SCAD

Жесткостные характеристики КЭ приняты в соответствии с предварительно выбранными характеристиками материалов, в частности, для СФБ с учетом фибрового армирования. Из основных нагрузок, действующих на оболочки покрытия, учтены собственный вес конструкции, вес утеплителя, вес стропильной конструкции и кровли, а также снеговая нагрузка. Нагрузка от веса барабана прикладывалась исходя из расчета на опрокидывание от ветрового воздействия.

Материал оболочек в нетиповом варианте – сталефибробетон на основе мелкозернистого бетона (матрицы группы А, класса по прочности на сжатие В30). Вариант фибрового армирования СФБ оболочек – монодисперсное стальной фиброй из малоуглеродистой проволоки общего назначения по ГОСТ 3282. В соответствии с полученными в результате статического расчета величинами напряжений и картинами полей напряжений (рис. 4 и 5) разработаны схемы фибрового армирования. Величины максимальных напряжений в СФБ элементах оболочки покрытия алтаря составили на растяжение  $\sigma_{\max} = 0,258$  МПа, на

сжатие  $\sigma_{\text{стmax}} = 0,259$  МПа, что может быть обеспечено СФБ с минимально необходимым для композиционной структуры материала объемным содержанием фибр 0,5% (длиной  $l_f = 60$  мм и диаметром  $d_f = 0,5$  мм) с расчетными сопротивлениями на растяжение  $R_{fbt} = 1,32$  МПа и на сжатие  $R_{fb} = 20,56$  МПа. Проверка показала, что устойчивость составной оболочки покрытия алтаря обеспечена.

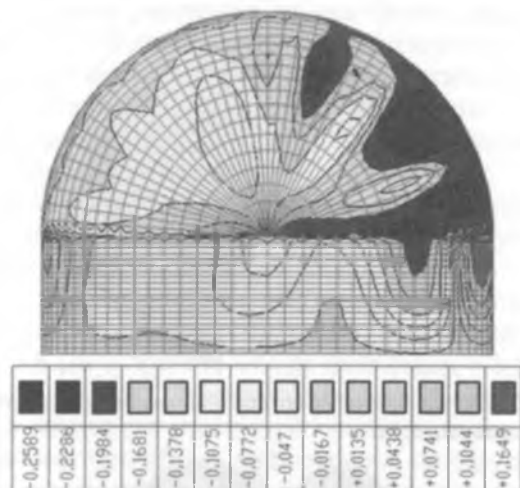


Рис. 4. Оболочка покрытия алтаря. Картина полей напряжений от совместного действия нагрузок

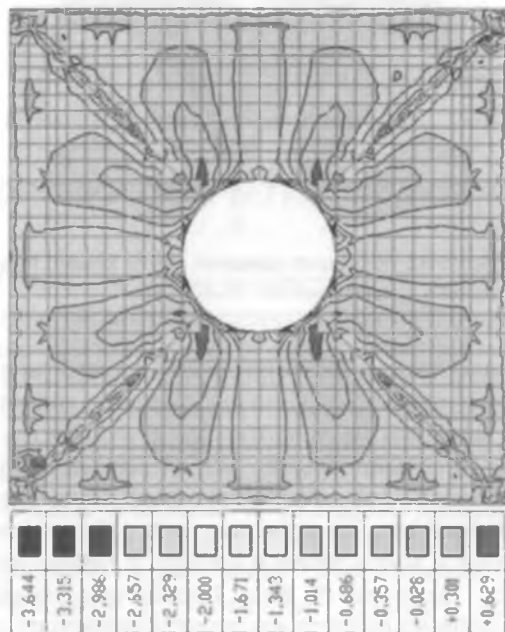


Рис. 5. Оболочка покрытия средней части храма. Картина полей напряжений от совместного действия нагрузок

В соответствии с результатами статического расчета в СФБ элементах крестового свода максимальное напряжение растяжения составило  $\sigma_{t\text{max}} = 3,12$  МПа, максимальное напряжение сжатия  $\sigma_{с\text{max}} = 5,813$  МПа. Для обеспечения указанных величин напряжений в крестовом СФБ своде необходимо объемное содержание фибр  $\mu_{fv} = 1,5\%$  с характеристиками  $d_f = 0,5$  мм и  $l_f = 60$  мм, принятыми ранее, и расчетными сопротивлениями СФБ на растяжение

$R_{fbt} = 3,21$  МПа и сжатие  $R_{fb} = 24,14$  МПа. Кроме того, в области сопряжения крестового свода и опорного контура для обеспечения прочности конструкции покрытия было предусмотрено комбинированное армирование фиброй (с указанными выше характеристиками) и регулярной арматурой класса Вр-I (В500)  $\varnothing 4$  мм.

Материалы для ЖБ вариантов оболочек покрытия алтаря и средней части приняты: бетон класса В15 и арматура класса Вр-I (В500). Схема армирования ЖБ оболочек была разработана в соответствии с картинами полей напряжений, полученными в результате статического расчета, сетками из арматуры класса Вр-I  $\varnothing 4$  и 5 мм.

Конструктивные расчеты оболочек выполнены на усиления, полученные от самых невыгодных загружений на сжатие и растяжение [9]. Поскольку изгибающие моменты, действующие в сечениях оболочек, малы, прочностной расчет на сжатие произведен как внецентренно сжатых элементов со случайным эксцентриситетом. Расчет на растяжение выполнялся с центральным приложением растягивающего усилия в двух направлениях. Кроме того, для оболочек выполнены расчеты на устойчивость [9, 10]. Расчетные схемы СФБ вариантов оболочек повторяют расчетные схемы ЖБ вариантов с необходимыми изменениями размеров сечений элементов и модулей упругости материалов. Помимо расчетов оболочек покрытия, выполнен проверочный расчет полуарок опорного контура.

Для СФБ оболочек покрытия разработаны предложения по технологии их устройства, заключающиеся в изготовлении сегментов СФБ оболочек на стройплощадке. Для обеспечения жесткости гнутых сегментов при их изготовлении предусмотрены ребра жесткости по контуру. После набора прочности сегментов производится их укрупнительная сборка с последующим монтажом и окончательной сборкой на проектных отметках. Разработанные конструктивные решения тонкостенных оболочек покрытия и технологические приемы их устройства позволили повысить технико-экономические показатели пространственных конструкций покрытия храма и всего объекта в целом (см. таблицу).

Полученные результаты свидетельствуют о перспективности применения СФБ оболочек покрытия для храмовых зданий, обеспечивающих архитектурную выразительность и технико-экономическую целесообразность предлагаемых решений.

#### Библиографический список

1. СП 31-103-99. Здания, сооружения и комплексы православных храмов.
2. МДС 31-9.2003 Православные храмы и комплексы православных храмов. Пособие по проектированию и строительству (к СП 31-103-99 Здания, сооружения и комплексы православных храмов).
3. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкции. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР. 1987. - 181 с.

Наименование конструкции	Показатели						
	Сметная стоимость возведения, тыс. руб	Нормативная трудоемкость, чел-час	Расход стальной фибры, кг	Расход арматурной стали, кг	Расход бетона, м <sup>3</sup>	Масса конструкции, т	Стоимость 1-го м <sup>3</sup> , тыс. р
Железобетонная оболочка покрытия алтаря	68,7	126,2	–	153,9	5,1	12,8	1,65
Сталефибробетонная оболочка покрытия алтаря	57,3	75,7	82,7	30,3	2,1	4,8	1,38
Железобетонная оболочка покрытия средней части	148,6	273,8	–	761,7	12,8	32,0	3,60
Сталефибробетонная оболочка покрытия средней части	124,3	169,7	702,0	19,6	6,0	14,8	3,00

4. Ааруп Д. CRC - Сферы применения высокоэффективного фибробетона // Worldwide. Trade journals for the concrete industry. [www.cpi-worldwide.com] CPI - Международное бетонное производство. 2007 - № 4 - С.108 - 115.

5. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории, и проектирования, технология, конструкции: монография - М.: Издательство АСВ, 2004. - 560 с.

6. Талантова К.В., Михеев Н.М. Композитсталефибробетон - перспективное направление совершенствования строительных конструкций. //Проектирование и строительство в Сибири. - 2001. - № 12. - С. 27- 29.

7. Dratkobetonove konstrukce. Smernice pro navrhovany, provadeny, kontrolu vyroby a zkouseni dratkobetonovych konstrukci.- Praha.- 1999. - Technical Manual.- 107 p.

8. Walraven. J. The evolution of concrete.//Structural Concrete. Journal of the fib., March, 1999. - V.1 - № 1- S. 3-11.

9. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий/НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1979. - 421 с.

10. Современные пространственные конструкции: справочник/ Ю.А. Дыховичный [и др.] М.: Высш. шк., 1991. - 543 с.

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

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

### РАСЧЕТ И ОПТИМИЗАЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН С МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ СЕРДЕЧНИКАМИ ПО ПРОГРАММЕ "ОМ СНИП ЖЕЛЕЗОБЕТОН"

В Москве на Шоссе Энтузиастов строится многофункциональный комплекс, состоящий из двух 30-этажных зданий, соединенных переходами (рис. 1). Каркас здания включает колонны двух типов – железобетонные и сталежелезобетонные. В последних, наряду с обычной гибкой арматурой, устанавливают жесткую арматуру – металлические сердечники из слябов. Схематически сечение колонны с гибкой арматурой и сердечником представлено на рис. 2.

В статье представлены методика и результаты расчета и оптимизации колонн с сердечниками. Определение усилий в конструкциях проводили по ПК (программному комплексу) SCAD, расчет армирования и оптимизацию – по программе "ОМ СНИП Железобетон" [1]. Подобрать армирование по ПК SCAD не удалось, поскольку в этом программном комплексе арматура предполагается распределенной по контуру сечений [2], а сердечники располагаются в их центре.

Работа проводилась в сотрудничестве с московскими организациями ЗАО "Промстройпроект", "Моспроект-2" (мастерская 14) и НИИЖБ. Расчетная мо-

дель зданий в ПК SCAD составлена в ЗАО "Промстройпроект".

В каркасе здания использованы колонны с сердечниками двух типов – круглые и прямоугольные (квадратные). Диаметр круглых колонн равен 700 мм. Размеры прямоугольных (квадратных) колонн приняты равными 600×600, 500×500, 700×500, 500×700 мм. Металлические сердечники в виде слябов могли иметь размеры от 350×350 до 150×150 мм с шагом 50 мм. При этом сечения сердечников принимались квадратными в круглых и квадратных колоннах.

В конструкциях использовали тяжелый бетон класса В30, гибкую арматуру класса А500С и металлические сердечники из стали класса С345. Схема продольного армирования гибкой арматурой была принята следующей. В прямоугольных (квадратных) колоннах общее число стержней принималось равным 12 (по 4 с каждой стороны), в круглых колоннах по контуру располагали 18 или 9 стержней. Диаметры стержней в каждом сечении были одинаковыми и могли принимать значения от 20 до 36 мм. Армирование могло меняться по высоте здания.

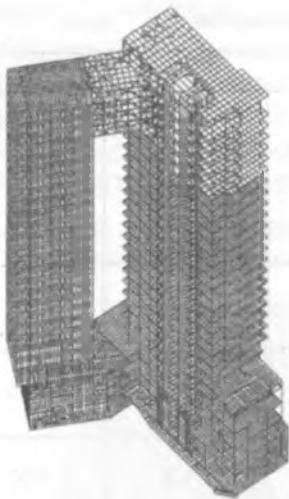


Рис. 1. 30-этажные здания, соединенные переходами

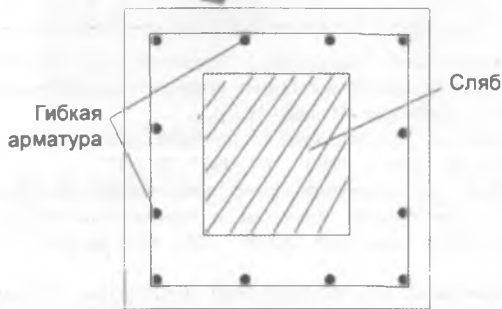


Рис. 2. Сечение колонны с гибкой арматурой и сердечником

Для расчета нормальных сечений колонн была принята и программно реализована модель, использующая нелинейную деформационную теорию [3] и положения Руководства [4].

Колонны здания работают на косоое внецентренное сжатие. Согласно п. 3.26 [4], в этом случае в расчетной модели всю площадь сечения жесткой арматуры (стального сердечника) разбивают на отдельные участки. При использовании нелинейной деформационной теории этот же прием применяют для бетонного сечения (п. 6.2.22 [3]), а арматуру учитывают в виде отдельных стержней.

В принятой модели объединены оба приема. Сечение сердечника разбивают на отдельные участки так, чтобы суммарные жесткости на изгиб и растяжение-сжатие всех участков были равны соответствующим общим жесткостям сечения сердечника. Каждый из участков представляет собой отдельный стержень. Сечения стержней располагают равномерно по сечению сердечника. Учитывается вытеснение бетона сечением сляба. Гибкую арматуру учитывают так же, как в [3].

Тогда расчетная схема прямоугольного сечения колонны имеет вид, показанный на рис. 3. Обратим внимание на то, что бетонное сечение имеет коробчатую форму, поскольку учитывается вытеснение бетона сердечником.

Эту же модель использовали и для расчета трещиностойкости нормальных сечений по [3].

Расчеты на поперечную силу по наклонной трещине и наклонной полосе, здесь не рассматриваемые, проводили по методикам, предложенным НИИЖБ.

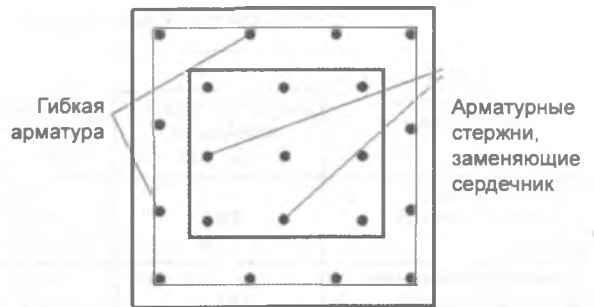


Рис. 3. Расчетная схема прямоугольного сечения колонны

Кроме расчета колонн на прочность и трещиностойкость в эксплуатационной стадии, был выполнен также расчет конструкций на устойчивость против прогрессирующего обрушения по методике [5]. Особенности этого расчета описаны ниже.

Задача оптимизации состояла в определении армирования нормальных сечений колонн и мест изменения армирования по высоте здания так, чтобы общий расход продольной арматуры был минимальным при выполнении условий прочности и трещиностойкости нормальных сечений. Решение задачи проводили по [6, 7].

В общем виде задача оптимального проектирования ставится следующим образом. Требуется найти

$$\min y(x_1, \dots, x_l) \quad (1)$$

при выполнении условий

$$f_1(x_1, \dots, x_l) \leq 0, \quad i = 1, \dots, L, \quad (2)$$

где  $y$  - целевая функция;  $(x_1, \dots, x_l)$  - переменные параметры; условия (2) - ограничения на переменные параметры.

Таким образом, необходимо подобрать переменные параметры так, чтобы, соблюдая необходимые требования, создать конструкцию с минимальным значением целевой функции.

Согласно методике [6], задача оптимизации решается на основе принципа разделения параметров. Все переменные параметры делят на две группы - внешние  $x_1, \dots, x_n$  ( $n < l$ ) и внутренние  $x_{l+1}, \dots, x_l$ . Число внутренних параметров  $m = l - n$ .

Все ограничения (2) также делят на две группы - внешние и внутренние. Первые содержат только внешние переменные параметры и записываются в виде:

$$f_1(x_1, \dots, x_n) \leq 0, \quad i = 1, \dots, N, \quad (3)$$

где  $N$  - общее число внешних ограничений.

Частным случаем внешних ограничений являются неравенства вида:

$$d_{1i} \leq x_i \leq d_{2i}, \quad (4)$$

где  $d_{1i}$  и  $d_{2i}$  - соответственно минимальное и максимальное значения внешнего переменного параметра  $x_i$ .

Внутренние ограничения содержат как внешние, так и внутренние (или только внутренние) переменные параметры. Их записывают в виде:

$$f_i(x_1, \dots, x_l) \leq 0, i = N + 1, \dots, L, \quad (5)$$

где  $L - N = M$  - общее число внутренних ограничений.

Общую задачу оптимизации (1) делят на две подзадачи – внутреннюю и внешнюю. Внутренняя задача оптимизации состоит в определении значений внутренних переменных параметров  $x_{n+1}, \dots, x_l$ , при которых выполняются внутренние ограничения (5) и достигается минимума целевая функция. Внешние переменные параметры при этом фиксируют. Внутреннюю задачу оптимизации записывают в следующем виде. Найти

$$\min_{x_{n+1}, \dots, x_l} y(x_1, \dots, x_l) \quad (6)$$

при выполнении неравенств (5) и заданных значениях внешних переменных параметров  $x_1, \dots, x_n$ .

Внешняя задача оптимизации состоит в определении такого значения внешних переменных параметров  $x_1, \dots, x_n$ , при котором выполняются внешние ограничения, и из возможных решений внутренних задач оптимизации выбирается решение с минимальным значением целевой функции. Внешняя задача оптимизации записывается в следующем виде. Найти

$$\min_{x_1, \dots, x_n} \min_{x_{n+1}, \dots, x_l} y(x_1, \dots, x_l) \quad (7)$$

при выполнении неравенств (3).

Решение задачи выполняют, проводя ряд опытов. Опыт состоит из следующих операций:

1. фиксирование значений внешних переменных параметров;
2. проверка выполнения внешних ограничений (если они не выполняются, опыт прекращают);
3. решение внутренней задачи оптимизации;
4. вычисление значения целевой функции.

Внутреннюю задачу оптимизации решают с помощью программы "ОМ СНиП Железобетон". Внешнюю задачу оптимизации решают методами безусловной минимизации [6].

Оптимизацию колонн проводили на усилия, возникающие в здании в эксплуатационной стадии и при расчете на устойчивость против прогрессирующего обрушения. Эти усилия получали расчетом в ПК SCAD и автоматически передавали в программу "ОМ СНиП Железобетон".

Целевой функцией был расход стали. Внешними переменными параметрами были места изменения армирования по высоте здания. Внутренними переменными параметрами были диаметры арматурных стержней и размеры сердечников. Схемы армирования, как указывалось, были заданы.

По конструктивным соображениям колонны объединяли в группы с одинаковым армированием. Оптимизацию армирования каждой группы проводили отдельно.

Опыт для решения внутренней задачи оптимизации состоял в следующем:

1. фиксировали номер этажа  $n$ ;
2. по программе "ОМ СНиП Железобетон" на этаже  $n$  находили такие диаметры стержней и размеры сердечников, при которых требования к прочности и трещиностойкости выполнялись при минимальном расходе стали;
3. вычисляли значение целевой функции – расход стали на этаже  $n$ .

Внешнюю задачу оптимизации решали следующим образом. Принимали  $n$  равным номеру верхнего этажа. Решали внутреннюю задачу оптимизации. Одномерным поиском [6] находили минимальный номер этажа  $n_1$ , при котором значение целевой функции не увеличивалось, по сравнению с ее значением на этаже  $n_1 + 1$ . Принимали  $n = n_1 - 1$  и повторяли процедуру одномерного поиска. Оптимизацию заканчивали, когда значение  $n_1$  было равно номеру нижнего этажа здания. Таким образом, на каждом шаге находили номера этажей  $n = n_1 - 1$  с армированием, увеличенным, по сравнению с вышележащим этажом.

Общий порядок расчетов был следующим.

1. С использованием ПК SCAD при характеристиках, принятых в ЗАО "Промстройпроект", определяли усилия в элементах здания в эксплуатационной стадии, в том числе во всех колоннах.

2. Усилия в каждом из загружений, полученные расчетом по ПК SCAD, автоматически передавали в ЭВМ-программу "ОМ СНиП Железобетон". Также передавали другие необходимые сведения – координаты узлов, расположение конечных элементов, их жесткости и т.п. При этом сечения сердечников были заданы заранее и учитывались при назначении жесткости колонн.

3. С использованием программы "ОМ СНиП Железобетон" находили наиболее невыгодные сочетания усилий для подбора арматуры из условий прочности и трещиностойкости нормальных сечений колонн [8].

4. Затем провели оптимизацию продольного армирования колонн – определили размеры сердечников и диаметры стержней гибкой арматуры, а также места изменения армирования по высоте здания так, чтобы требования к прочности и трещиностойкости в эксплуатационной стадии выполнялись при минимальном расходе стали.

5. В результате выполненного расчета, по сравнению с исходным вариантом, изменились сечения сердечников, а следовательно, изменились и жесткости колонн. Это могло повлиять на усилия в колоннах. Чтобы учесть это обстоятельство, вновь провели расчет по ПК SCAD при измененных значениях жесткостей колонн и определили новые значения усилий в эксплуатационной стадии.

6. Полученные данные вновь передали в программу "ОМ СНиП Железобетон" и, как описано в п. 4, после определения наиболее невыгодных сочетаний усилий вновь провели оптимизацию продольного ар-

мирования из условий прочности и трещиностойкости в эксплуатационной стадии. При этом учитывали, что в одной и той же колонне размеры сечения сердечников на верхних этажах не должны превышать соответствующих размеров на нижних этажах.

7. Провели расчет на устойчивость здания против прогрессирующего обрушения. В ЗАО "Промстройпроект" были назначены 27 схем локальных разрушений. При каждом из локальных разрушений были определены усилия по ПК SCAD. Полученные усилия автоматически передавали в программу "ОМ СНиП Железобетон" и находили наиболее невыгодные сочетания усилий из полученных при всех 27 схемах локальных разрушений. Затем определяли минимальный диаметр гибкой арматуры так, чтобы обеспечить устойчивость здания против прогрессирующего обрушения. При этом размеры сечений сердечников не менялись.

8. Корректировали полученное продольное армирование так, чтобы в одной и той же колонне диаметры стержней на верхних этажах были не больше соответствующих диаметров на нижних этажах.

9. Выбирали максимальные диаметры продольных стержней, полученные из следующих расчетов:

- а) прочности в эксплуатационной стадии;
- б) трещиностойкости в эксплуатационной стадии;
- в) прочности при прогрессирующем обрушении.

В результате расчетов и оптимизации было определено минимальное армирование колонн, обеспечивающее выполнение всех необходимых требований. Получена значительная экономия. Например, согласно расчетам в стадии "П", расход стали на металлические сердечники составлял 740 т. В результате расчетов расход был снижен до 430 т. Экономия составила около 25 млн. руб. Кроме того, удалось существенно сократить время изготовления сердечников.

### Основные результаты работы

1. Предложена методика расчета железобетонных колонн с металлическими сердечниками на основе деформационной теории [3] и рекомендаций Руководства [4]. Внесены необходимые изменения в

программу "ОМ СНиП Железобетон" для реализации методики.

2. На основе Рекомендаций [6] разработана методика оптимизации продольного армирования колонн. Внесены необходимые изменения в программу "ОМ СНиП Железобетон" для реализации методики.

3. Выполнены расчеты по ПК SCAD для определения усилий в элементах здания в эксплуатационной стадии и при 27 схемах локальных разрушений.

4. По программе "ОМ СНиП Железобетон" выполнена оптимизация продольного армирования на усилия, возникающие при работе колонн в эксплуатационной стадии и на устойчивость против прогрессирующего обрушения. Получено существенное снижение расхода стали и стоимости.

*За дополнительной информацией и ознакомительной версией программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН", а также по вопросам ее приобретения и оптимизации железобетонных конструкций просьба обращаться в НПКБЕ ОПТИМИЗАЦИЯ ЗАО тел., факс: 8-499-124-2425, e-mail: krakov@netbynet.ru, сайт: www.optbeton.ru.*

### Библиографический список

1. Краковский М.Б. Программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ // Бетон и железобетон. - 2001. - № 2. - с. 9-12.
2. Краковский М.Б. Связь программы "ОМ СНиП Железобетон" с программными комплексами SCAD и Лира // Бетон и железобетон. - 2007. - № 1. - с. 8 - 12.
3. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М., 2004, с. 53.
4. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. - М.: Стройиздат, 1986, с. 54.
5. Шапиро Г.И. Краковский М.Б. Расчет железобетонных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения с использованием программы "ОМ СНиП Железобетон" // Бетон и железобетон. - 2007. - № 6. - с. 12 - 15.
6. Рекомендации по оптимальному проектированию железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, 1981, с. 170.
7. Оптимальное проектирование железобетонных конструкций с использованием программы "ОМ СНиП Железобетон" // Бетон и железобетон. - 2009. - № 6. - с. 11 - 15.
8. Краковский М.Б. О выборе наиболее опасных сочетаний усилий при расчете железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. - 2006. - № 1. - с. 18 - 22.

---

## ВНИМАНИЮ ЧИТАТЕЛЕЙ

---

Издательство "Инфра-Инженерия" представляет новую книгу "Строительные минеральные вяжущие материалы", 544 стр., 2011 г. Авторы книги – признанные специалисты – член Академии строительства Украины, доктор технических наук, профессор Леонид Иосифович Дворкин и доктор технических наук, профессор Олег Леонидович Дворкин. (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, Украина).

В книге излагаются основы технологии, свойства и применение основных минеральных вяжущих материалов, используемых в строительстве. Рассмотрены пути регулирования свойств вяжущих материалов, основные направления повышения их долговечности и эффективности в

бетонах и растворах, строительных конструкциях и изделиях. Освещаются теоретические представления о процессах получения и твердения минеральных вяжущих материалов, формирования их структуры и строительно-технических свойств. Приведены действующие нормативные данные, регламентирующие технические требования к минеральным вяжущим материалам.

Заказы на книгу направлять по e-mail: [infra-e@yandex.ru](mailto:infra-e@yandex.ru).

Книгу также можно приобрести в интернет-магазине Издательства "Инфра-Инженерия": [www.infra-e.ru](http://www.infra-e.ru).

## О ВЫЧИСЛЕНИИ ПЕРИОДА КОЛЕБАНИЙ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки в соответствии со СНиП [1] зависит от периода собственных колебаний  $T$  несущей системы здания по первому тону. В [2] для равномерно распределенной массы здания  $m$  по высоте и первой формы колебаний по наклонной прямой величину  $T$  предлагается вычислять по формуле  $T = 1,64\sqrt{f_{st}} c$  (1), где  $f_{st}$ , в м – прогиб верха здания под действием статически приложенной горизонтальной равномерно распределенной нагрузки  $mg$ ,  $g$  – ускорение свободного падения. При выводе формулы (1) принималась во внимание постоянная по высоте изгибная жесткость. Таким образом, в отечественной и зарубежной литературе (формула (1) получена также в статье [3]) период  $T$  можно определять только для каркасных зданий и зданий с диафрагмами, имеющими вертикальный ряд поэтажных проемов, поскольку для этих зданий экспериментально подтверждена первая форма колебаний приблизительно в виде наклонной прямой [4].

В настоящей статье предлагается более общий способ определения периода колебаний  $T$  на основе математической аналогии (подобия) между расчетом  $T$  для математического и физического маятников, а также консольного стержня [5]. При этом используется приближенный подход Рэлея, предложившего в качестве формы, близкой к первой основной форме колебаний, форму статической деформации несущей системы от нагрузки, приложенной к системе.

Из подобия колебаний математического маятника 1, физического маятника 2 и консольного стержня 3 с постоянной изгибной жесткостью и сосредоточенной массой  $M^*$  на свободном конце при невесомом стержне [5, 6, 7] (рис. 1) следует, что при одинаковых периодах колебаний  $T$  маятнику 1 с длиной  $H$  точно соответствует прогиб  $f_{st}$  консольного стержня 3 в уровне верха под действием горизонтальной силы  $M^*g$ . Следовательно, период  $T$  равен  $T = 2\pi\sqrt{\gamma f_{st} / (\beta g)}$  (2), при этом для сосредоточенной массы  $M^*$  на свободном конце консольного стержня 3  $\gamma = 1$  и  $\beta = 1$ .

Параметры  $\gamma$  и  $\beta$  относятся к физическому (многомассовому) маятнику, приведенная длина которого равна  $\gamma H / \beta$  (приведенная к длине математического маятника, имеющего такой же период колебаний). Величины  $\gamma$  и  $\beta$  определяются следующим образом [7].

Произвольная система масс  $m_i$  приводится к одной массе  $\gamma M$ , находящейся на свободном конце и имеющей такой же момент инерции относительно точки подвеса, что и произвольная система масс ( $M = \sum m_i$  – суммирование по всем массам).  $\gamma = (\sum m_i d_i) / (MH)$  (3),  $d_i$  – расстояние от центра тяжести масс  $m_i$  до точки подвеса;  $\beta H$  – расстояние от точ-

ки подвеса до центра тяжести масс  $m_i$  (центра тяжести физического маятника);  $\beta = (\sum m_i d_i) / (MH)$  (4).

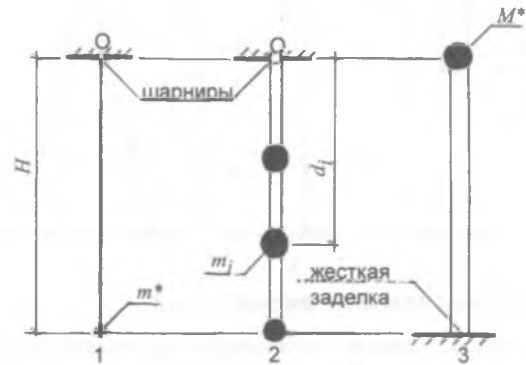


Рис.1. Маятники и консольный стержень, колебания которых описываются математически подобными уравнениями

1 - математический маятник на невесомой нерастяжимой нити ( $m$ ,  $O$  - точка подвеса; масса  $m^*$  обеспечивает силу тяжести); 2 - физический (многомассовый) маятник ( $m$ ,  $O$  - точка подвеса;  $m_i$  - массы маятника); 3 - невесомый консольный стержень с постоянной по длине изгибной жесткостью, имеющий сосредоточенную массу  $M^*$  на свободном конце

Формула (2) является точной только при  $\gamma = 1$  и  $\beta = 1$ , так как математический маятник представляет собой предельный случай физического маятника, вся масса которого сосредоточена на свободном конце.

Анализ показал, что форма колебаний консольного стержня, являющегося расчетной моделью несущей системы здания, с переменными массой и изгибной жесткостью по высоте хотя и отличается от формы колебаний консольного стержня 3, которую назовем эталонной, однако близок к ней по очертанию. Это обстоятельство позволяет применить приближенный подход Рэлея к вычислению величины  $T$ . Методика Рэлея основана на допущении, что вид деформированной оси консольного стержня с переменной изгибной жесткостью по высоте, находящегося под действием произвольной системы масс, будет во всех точках совпадать с видом эталонной формы колебаний эквивалентного по частоте одномассового консольного стержня 3 при условии равенства прогибов свободного конца при колебаниях [6].

Следовательно, период колебаний  $T$  по первой форме для консольного стержня в общем случае можно вычислять по формуле (2), в которой  $\gamma$  и  $\beta$  принимаются по формулам (3) и (4), учитывая  $d_i$  как расстояние от заделки до центра тяжести произвольной массы  $m_i$  консольного стержня,  $f_{st}$  – горизонтальный статический прогиб от действия горизонтальных сил  $m_i g$  в стержне с переменной по высоте изгибной жесткостью.



Покажем точность вычисления  $T$  по формуле (2) на примерах.

**Пример 1.** Консольный стержень высотой  $H$  с равномерно распределенной по высоте массой  $m$  и постоянной изгибной жесткостью  $B$  (рис. 2). Точное решение по [8]  $T = (2\pi/1,875^2)H^2\sqrt{m/B} = 1,787H^2\sqrt{m/B}$ .

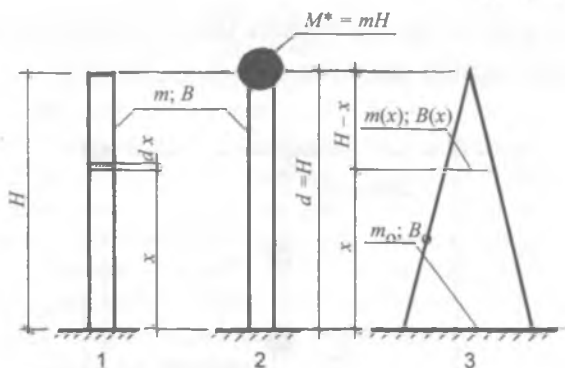


Рис. 2. Схемы к примерам расчета 1, 2 и 3

1 - консольный стержень с постоянными по высоте массой  $m$  и изгибной жесткостью  $B$ ; 2 - то же, с дополнительной сосредоточенной массой  $M^*$  на свободном конце; 3 - клиновидный консольный стержень с изменяющимися по высоте погонной массой  $m(x)$  и изгибной жесткостью  $B(x)$

Находим величины  $f_{st}/g$ ,  $\gamma$  и  $\beta$ , входящие в формулу (2).  $f_{st}/g = mH^2/(8B)$ ;  $M = mH$ ;  $\gamma = \int m \cdot dx \cdot x^2 / (MH^2) = 1/3$ ;  $\beta = \int m \cdot dx \cdot x / (MH) = 1/2$  (при вычислении  $\gamma$  и  $\beta$  интегралы берутся в пределах от 0 до  $H$ ).

По формуле (2)

$$T = 2\pi H^2 \sqrt{2m/(3 \times 8B)} = 1,814 H^2 \sqrt{m/B} = 1,64 \sqrt{f_{st}} c \text{ (} f_{st} \text{ в м)}.$$

Погрешность по периоду колебаний составляет 1,5%, при этом результаты по (2) и (1) одинаковы. Это подтверждает большую общность предлагаемой методики, позволяющей учитывать переменность массы, а также изгибной жесткости по высоте здания и при этом в расчет не вводится имеющее ограниченное применение предположение о первой форме колебаний в виде наклонной прямой.

**Пример 2.** Консольный стержень высотой  $H$  с равномерно распределенной по высоте массой  $m$  и постоянной изгибной жесткостью  $B$ . На свободном конце расположена сосредоточенная масса  $M^* = mH$  (см. рис. 2).

Точное решение по [8]

$$T = (2\pi/1,25^2)H^2\sqrt{m/B} = 4,02 H^2\sqrt{m/B}.$$

Для расчета по формуле (2) находим:

$$f_{st}/g = mH^2(1/8 + 1/3)/B = 0,458mH^2/B; M = mH + M^* = 2mH;$$

$$\gamma = [mH^2(1/3 + 1)]/(2mH \cdot H^2) = 2/3;$$

$$\beta = [mH^2(1/2 + 1)]/(2mH \cdot H) = 3/4.$$

По формуле (2)

$$T = 2\pi H^2 \sqrt{(2 \times 4 \times 0,458)(m/B)/(3 \times 3)} = 4,01 H^2 \sqrt{m/B}.$$

Погрешность вычислений 0,2%. Высокая точность в примере объясняется тем, что сосредоточенная масса  $M^*$  приближает форму колебаний рассматриваемого стержня к эталонной. Для последней, как отмечалось выше, формула (2) дает точное решение.

**Пример 3.** Клинообразная консоль высотой  $H$  (см. рис. 2). Высота прямоугольного поперечного сечения

пропорциональна расстоянию от свободного конца. Погонная изгибная жесткость  $B(x)$  и погонная масса  $m(x)$  изменяются по законам  $B(x) = B_0 [(H-x)/H]^3$ ;  $m(x) = m_0 (H-x)/H$ ;  $B_0$  и  $m_0$  – величины  $B$  и  $m$  в месте заделки консоли. Точное решение по [8]

$$T = (1/0,85)H^2\sqrt{m_0/B_0} = 1,176H^2\sqrt{m_0/B_0}.$$

Разделяем консоль на четыре равные части по высоте и принимаем в пределах каждой части усредненные значения массы и изгибной жесткости. Прогиб  $f_{st}$  определяем графоаналитическим способом, известным из курса сопротивления материалов. Вычисляем величины  $\gamma$ ,  $\beta$  и  $f_{st}/g$ . Получаем  $\gamma = 0,1617$ ;  $\beta = 0,3333$ ;  $f_{st}/g = 0,0742c^2$ .

По формуле (2)

$$T = 2\pi H^2 \sqrt{(0,1617 \times 0,0742/0,3333)(m_0/B_0)} = 1,192 H^2 \sqrt{m_0/B_0} \text{ (погрешность 1,4\%).}$$

Пример 3 приведен для иллюстрации точности вычислений в достаточно сложной ситуации с изменением погонной массы и изгибной жесткости по высоте для консольного стержня.

В примерах 1, 2 и 3 даются ссылки на точные решения, которые содержатся в справочниках и технической литературе. Однако для произвольных случаев, встречающихся в практике проектирования, найти соответствующие таблицы не представляется возможным, что определяет практическую значимость предлагаемой методики вычисления периода  $T$ .

Влияние вертикальных нагрузок в здании на величину  $T$  (учет продольно-поперечного изгиба) рассмотрено в [9]. Однако во многих практических случаях эффектом геометрической нелинейности при вычислении  $T$  можно пренебречь. Отметим, что учет указанного эффекта привел бы к некоторому увеличению периода  $T$ .

## Вывод

Предложена новая инженерная методика расчета периода собственных колебаний  $T$  основного тона для консольных стержней, являющихся расчетной моделью несущей системы многоэтажных зданий [5]. Методика основана на аналогии между расчетами колебаний математического и физического маятников, а также консольного стержня; при ее обосновании используется приближенный подход Рэлея в отношении первой основной формы колебаний для общего случая консольных стержней.

Достоинством предлагаемого способа определения периода  $T$  является возможность рассмотрения в расчете переменных массы и изгибной жесткости по высоте здания. Погрешность вычислений по формуле (2) даже в сложных случаях не превосходит 3...5%.

## Библиографический список

1. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР. - М.: ЦИТП, 1989. - 79 с.
2. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов: Учебное пособие для вузов. - Изд. 2-е. - М.: Стройиздат, 1977. - 223 с.

3. Rosman R. Die statische Berechnung von Hochhauswänden mit Öffnungsreichen. - Bauingenier-Praxis. - Heft 65. - Berlin-München. - 1965.
4. Карцивадзе Г.Н., Бюс И.Е., Кахиани Л.А. Динамические параметры железобетонных многоэтажных каркасных зданий//Бетон и железобетон. - 1968. - № 8. - с. 18-21.
5. Карабанов Б.В. Новые конструктивные решения несущей системы каркасно-панельных зданий и нелинейные методы их расчета: Автореф. дис. ... докт. техн. наук. - М., 1998. - 41 с.

6. Завриев К.С. Динамика сооружений. - М.: Трансжелдориздат, 1946. - 288 с.
7. Яворский Б.М., Детлаф А.А. Справочник по физике. - Изд. 2-е. - М.: Наука, 1985. - 512 с.
8. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений: Расчетно-теоретический. - М.: Госстройиздат, 1960. - 1040 с.
9. Киселев В.А. Строительная механика: Специальный курс. Динамика и устойчивость сооружений. Учебник для вузов. - Изд. 3-е.-М.: Стройиздат, 1980. - 616 с.

Ю.В. КРАСНОЩЁКОВ, д-р техн. наук, А.А. КОМПЛЕВ, асп. (Сибирская государственная автомобильно-дорожная академия)

## ПРОЧНОСТЬ ПЛИТЫ БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ НА УЧАСТКАХ СОЕДИНЕНИЯ С КОЛОННАМИ

В современных многоэтажных зданиях широко применяются железобетонные монолитные перекрытия, которые при пролётах до 6-8 м рекомендуется (СП 52-103-2007) выполнять в виде плоской плиты толщиной 16-25 см.

При проектировании таких перекрытий толщину плиты обычно определяют из условия прочности на продавливание. При этом стремятся исключить поперечное армирование, так как оно значительно усложняет конструирование и изготовление монолитных плит. Считается, что для этого достаточно выполнить условие прочности на продавливание

$$F \leq R_{bt} u h_0, \quad (1)$$

где  $F$  - сосредоточенная (продавливающая) сила от внешней нагрузки;  $R_{bt}$  - расчётное сопротивление бетона растяжению;  $u$  - периметр контура расчётного поперечного сечения;  $h_0$  - рабочая высота сечения.

Если условие (1) выполняется, то поперечная арматура в зоне продавливания не устанавливается, и на участках у колонн предусматривается только продольная арматура, которая размещается у верхней (растянутой) грани плиты и в расчёте на продавливание не учитывается.

Согласно этому, в нормах проектирования (СП 52-101-2003) отмечается, что на участках сплошных плит высотой менее 30 см, где поперечная сила по расчёту воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Однако принцип расчёта на поперечную силу плит не уточняется.

Сомнения в достаточности расчёта на продавливание в классической постановке подкрепились после появления фактов обрушения монолитных перекрытий при разопалубливании, несмотря на то, что прочность бетона на этот момент обеспечивала выполнение условия (1).

Напряжённое состояние плоских плит на участках соединения с колоннами характеризуется не только действием силы  $F$ , но и влиянием поперечных сил и изгибающих моментов от нагрузки на перекрытие. Поэтому представляется необходимым

проверять прочность плит по наклонным сечениям без поперечного армирования из условия

$$Q \leq Q_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (2)$$

где  $c$  - длина проекции наклонного сечения на продольную ось.

Однако при расчёте прочности по наклонным сечениям возникает вопрос о расчётной ширине плиты  $b$ , опёртой на колонну.

Для ответа на этот вопрос обратимся к схеме расчётного сечения плиты (рис. 1).

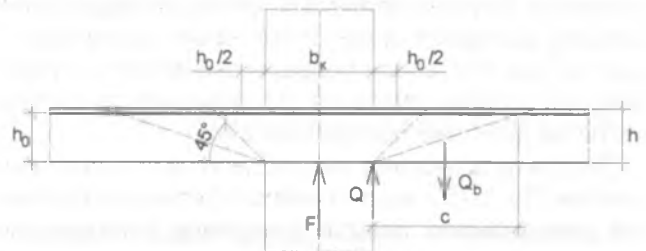


Рис. 1. Расчётное поперечное сечение плиты у колонны

При расчёте на продавливание рассматривают расчётное поперечное сечение, расположенное вокруг зоны передачи усилия  $F$  на расстоянии  $h_0/2$  от граней колонны шириной  $b_k$  (при квадратном сечении колонны), т.е. каждая сторона расчётного контура продавливания с периметром  $u$  равна  $b = b_k + h_0$ , а условие (1) можно записать в виде

$$F \leq 4 R_{bt} (b_k + h_0) h_0, \quad (3)$$

По аналогии с (3) при расчёте по наклонным сечениям (без поперечного армирования) можно принять  $b = b_k + c$ . Тогда из (2) следует

$$Q_b = 1,5 R_{bt} (b_k + c) h_0^2 / c \quad (4)$$

При длине проекции наклонного сечения  $c = 3h_0$  поперечная сила, воспринимаемая бетоном, принимает минимальное значение

$$Q_b = R_{bt} (b_k + 3h_0) h_0 / 2 \quad (5)$$

При квадратной сетке у каждой грани колонн действует поперечная сила, соответствующая прочности на продавливание

$$Q = F/4 = R_{bt}(b_k + h_0)h_0 \quad (6)$$

Сравнительной оценкой минимальной прочности плиты по наклонным сечениям и прочности на продавливание может быть коэффициент  $k$ , который получается делением (5) на (6).

Принимая отношение размеров элементов  $\omega = b_k/h_0$ , получили

$$k = (\omega + 3)/2(\omega + 1) \quad (7)$$

Как видно из формулы (7), отношение прочности плиты по наклонным сечениям к прочности на продавливание зависит не только от толщины плиты перекрытия, но и от размеров колонны. Результаты расчёта коэффициентов  $k$  при разных значениях  $\omega$  приведены в табл. 1.

Таблица 1

Коэффициенты относительной прочности плиты перекрытия

$\omega$	3,5	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0
$k$	0,72	0,75	0,785	0,83	0,9	1	1,17	1,5

Анализ результатов расчёта свидетельствует о том, что прочность плиты из тяжелого бетона на продавливание равна прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы только при  $\omega = 1$ . В остальных случаях прочность плиты, определённая разными методами, может значительно различаться. Чем тоньше плита (при больших значениях  $\omega$ ), тем в большей степени формула (1) завышает прочность плиты на действие поперечных сил.

Результаты анализа не следует считать сенсационными. До 1975 г. и для тяжёлого бетона на основании американских опытов учитывали понижающий коэффициент  $k = 0,75$  [1]. На основании испытаний фрагментов перекрытий предлагалось принимать даже  $k = 0,6$  [2]. Переход к  $k = 1$  был выполнен на основании экспериментальных данных с ростверками свайных фундаментов [3]. Так как толщина ростверков, как правило, больше размеров свай и при этом  $\omega < 1$ , то понятно, почему в процессе испытаний получали повышенные значения  $k$ .

Для конструкций перекрытий характерны значения  $\omega = 2 \dots 3$ , поэтому при расчёте их на продавливание следует принимать  $k = 0,75$  или решать вопрос о применении поперечной арматуры на основании расчёта прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы.

В настоящее время при расчёте на продавливание рекомендуется учитывать также влияние изгибающих моментов, сохраняя в силе выражение (1) как условие чистого продавливания. В этом случае целесообразно учитывать влияние продольного армирования, однако эта задача требует более детального исследования.

Для проверки изложенных положений были испытаны 6 железобетонных плит размером в плане

1000×1000 мм и толщиной 100 мм. Плиты были изготовлены по заводской технологии из бетона одного замеса. Наибольшая крупность заполнителя не превышала 10 мм. Для контроля прочности бетона были изготовлены в стандартных формах кубы с размером сторон 100 мм. Твердение бетона плит и кубов происходило в условиях цеха, где они изготавливались. Кубы испытывали на прессе в день испытаний плит.

Плиты армированы сетками из стержневой арматуры класса А400 диаметром 10 мм. Шаг стержней в обоих направлениях 100 мм. В каждой плите сетка располагалась на расстоянии 20 мм от растянутой грани. Армирование опытных плит было принято из условия минимизации вероятности разрушения от изгибающих моментов. Значения изгибающих моментов определяли из статического расчёта плит, свободно опёртых по контуру и нагруженных на ограниченных площадках в центре.

Плиты попарно испытывали до разрушения на продавливание приложением продавливающей силы через стальные пластины 100×100 мм (плиты 1 и 2), 200×200 мм (плиты 3 и 4) и 300×300 мм (плиты 5 и 6). Гидравлическим домкратом нагрузка ступенями передавалась на плиты через систему траверс. Схема испытательной установки приведена на рис. 2.

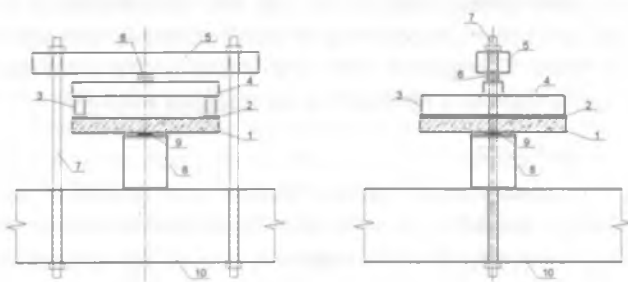


Рис. 2. Испытательная установка

1 - испытываемый образец; 2 - опорные пластины; 3 - нижние траверсы; 4 - верхняя траверса; 5 - силовая траверса; 6 - домкрат; 7 - тяги; 8 - металлическая рама; 9 - стальные пластины разных размеров; 10 - силовое поле

В результате испытаний кубов нашли среднее значение кубиковой прочности бетона  $R = 408 \text{ кгс/см}^2$  (с учётом масштабного коэффициента 0,95). По таблицам определили среднее значение прочности бетона на растяжение  $R_{bt} = 21 \text{ кгс/см}^2$ . Практически совпала с этим оценка прочности бетона на растяжение по эмпирической формуле  $R_{bt} = 0,4 \sqrt{R^2}$ .

В процессе загрузки на растянутой поверхности плит образовывались трещины, направленные от опорных пластин к внешнему контуру. В целом, процесс трещинообразования и разрушения опытных плит отличался от того, что наблюдается обычно при классическом продавливании. Результаты испытаний и расчётов приведены в табл. 2.

Разрушение плит фиксировалось по максимальной испытательной нагрузке и сопровождалось большими деформациями и раскрытием трещин до 5 мм.

Таблица 2

Результаты испытаний плит

№ плит	$F_{он}$ тс	$F=4 \times (6)$ тс	$Q_b=4 \times (5)$ тс	$k_{он} = F_{он}/F$	$F_{он}/Q_b$	$\omega$	$k$
1	9,3	10,3	9,1	0,9	1,02	1,25	0,94
2	8,3			0,81	0,91		
3	12,3	14,9	11,8	0,83	1,04	2,5	0,785
4	11,3			0,76	0,96		
5	13,3	21,7	14,5	0,61	0,92	3,75	0,71
6	11,3*			—	—		

\* испытания не завершены по техническим причинам.

Так как при максимальной нагрузке значения изгибающих моментов оказались меньше несущей способности по прочности нормальных сечений на 15...38%, сделан вывод, что причиной разрушения явилось исчерпание прочности по поперечной силе. Несущая способность плит при действии поперечной силы оказалась на 10...39% меньше расчётных значений прочности на продавливание.

Обращаем внимание на близость опытных и расчётных значений коэффициента  $k$ , что свидетель-

ствует о зависимости прочности плиты от соотношения размеров элементов  $\omega = b_x/h_0$ .

Таким образом, при проектировании железобетонных перекрытий в виде плоских плит следует выполнять расчёт прочности участков соединения их с колоннами на действие поперечной силы по нормативной методике с учётом пространственности конструктивной системы. При использовании классического метода расчёта на продавливание следует вводить корректирующие коэффициенты, учитывающие соотношение размеров колонн и плит. Значения коэффициентов можно принимать по табл. 1.

### Библиографический список

1. Крылов С.М. Вопросы расчёта закладных деталей и расчёта на продавливание. / Расчёт и конструирование элементов железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1964. - С. 144 - 147.
2. Дорфман А.Э., Левонтин Л.Н. Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий - М.: Стройиздат, 1975. - С. 19.
3. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А.А.Гвоздева. - М.: Стройиздат, 1978. - С. 109 - 110.

## ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

Ф. ШЛАДИЦ, Э. ЛОРЕНЦ, Ф. ИЕССЭ, инженеры-строители; М. КУРБАХ д-р техн. наук, проф. (Технический университет г. Дрезден, Германия)

### УСИЛЕНИЕ ТЕКСТИЛЬНЫМ БЕТОНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ КРЫШИ ИСТОРИЧЕСКОГО ЗДАНИЯ

Во время реконструкции бывшей инженерной школы (ныне Финансовое управление) в саксонском городе Цвикау применили текстильное армирование железобетонной конструкции крыши, построенной более 100 лет назад. По сравнению с другими методами усиления, текстильное армирование соответствовало требованиям защиты памятников архитектуры, противопожарной безопасности и необходимой статике сооружения. Общая толщина текстильного армирования, выполненного из мелкозернистого торкретбетона и текстильной арматуры, колеблется от 1,0 до 1,5 см.

В связи с изменением по прошествии времени назначения строительных зданий и сооружений, а также возможным возрастанием нагрузки на несущие конструкции часто возникает необходимость увеличения их прочности, т.е. требуется реконструкция опорной структуры. Восстановление и повторное использование существующих исторических зданий должно отвечать требованиям охраны памятников архитектуры и соответствовать целям будущего назначения здания или сооружения. Безопасная несущая способность конструкции должна быть обеспечена без серьезных последствий для существующей несущей системы.

Новый, очень эффективный и инновационный метод для армирования железобетонных конструкций в подобных случаях состоит в сочетании текстильно-бетонных усилений. Его преимущества заключаются в чередовании комбинаций слоев мелкозернистого бетона и текстиля [1, 2], изготовленного по современным высокотехнологичным методам.

Вместо стали для дополнительного армирования старых элементов конструкций используются многочисленные высококачественные волокна плоской сетчатой структуры (армирующие сетки), которые состоят из щелочестойкого стекла (AR-стекло) или углерода. Для усиления железобетонной конструкции, в зависимости от заданной нагрузки, текстильное армирование наносится в один или несколько слоев, при этом каждый из них чередуется с мелкозернистым бетонным слоем (рис. 1).

Так как этот метод усиления конструкции крыши не требует устройства защитного слоя от коррозии, по результатам расчетов толщина покрытия увеличивается всего лишь на несколько миллиметров. По сравнению с другими методами усиления, такими как шприц-бетон или набетонка, увеличение собственного веса несущего тела конструкции является незначи-



Рис. 1. Принцип работы по усилению текстильным бетоном



Рис. 2. Вид на бывшую инженерную школу в г. Цвикау перед началом реконструкции крыши здания

тельным. К тому же данный метод позволяет сохранить оригинальную форму конструкции, что делает легким его применение на изогнутых поверхностях.

Этот метод обеспечивает значительное сокращение прогибов и уменьшает размер трещин. При его использовании можно увеличить несущую способность железобетонной конструкции на изгиб в два раза [3]. По результатам экспериментов сопротивление строительных изделий поперечным и продольным силам (особенно в случае колонн) [4, 5], а также на кручение [6] может быть значительно увеличено.

В данной статье приведен пример реконструкции железобетонной крыши цилиндрической формы, где применили данный инновационный метод усиления.

Инженерная школа была построена в 1903 г. (рис. 2). После реконструкции здания в период с 2007 по 2009 г. оно было передано Финансовому управлению г. Цвикау. В рамках требований по защите памятников архитектуры стояла задача произвести усиление исторической конструкции крыши, имеющей цилиндрическую форму. Конструкция крыши размером 16 м в длину и 7 м в ширину простирается по залу без опорного покрытия. Одиннадцать балок шириной 20 см, высотой 25 см монолитно связаны с железобетонной плитой, толщина которой составляет 8 см. В центральной части девяти из десяти панелей имеется большой световой проем размером примерно 1×3 м (рис. 3 и 4). Крыша опирается частично на каменную стену, частично на стальные балки. Для усиления крыши используется дугообразная конструкция.

По результатам расчетов статика сооружения не соответствует стандартным нормам DIN 1045-1. Альтернативные варианты, такие как, например, строительство нового здания или подкрепление, были в данном случае неприемлемы по требованиям защиты памятников архитектуры. Традиционные методы усиления, такие как пневмобетон (шприц-бетон) [7], также не подходили, поскольку при этом возрастает

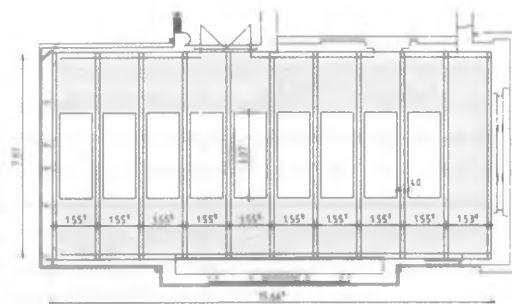


Рис. 3. Вид сверху на конструкцию крыши

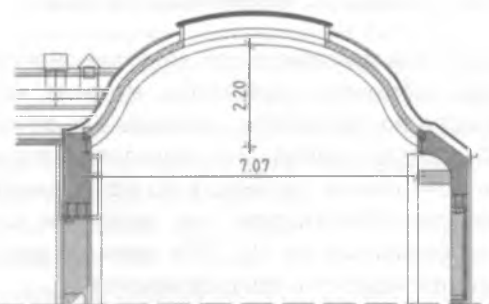


Рис. 4. Профиль конструкции крыши

толщина стенки и утяжеляется вся конструкция, что снижает несущую способность всех компонентов здания. Далее рассматривалась конструкция балочной плиты крупнозернистой структуры, применение которой также не соответствовало требованиям защиты памятников архитектуры.

Другой рассмотренный альтернативный метод заключался в усилении сооружения липкими пластинами [8], которые позволяют увеличить его несущую способность, но тоже создают дополнительную нагрузку на конструкцию.

Со стороны заказчика поступил запрос в Немецкий центр текстильбетона о возможности усиления конструкции крыши текстильным бетоном. По техническому заданию следовало сначала удалить штукатурный слой, а затем восстановить отсутствующую несущую способность объекта с помощью многослойных текстильно-бетонных армирований, уплотненных высокопрочным углеродным волокном. Использование текстильного бетона вместо старого штукатурного слоя дает возможность сохранить оригинальную геометрию, форму и изящный стиль исторической конструкции крыши. Кроме того, применение способа было целесообразным с точки зрения требований защиты памятников архитектуры, пожарно-технической безопасности и статических расчетов. Разрешение на проведение строительных работ, имеющих специфический характер, было предоставлено Государственным управлением по строительству Федеральной Земли Саксония.

Архитектурно-строительная документация об оригинальной железобетонной конструкции крыши цилиндрического очертания, к сожалению, не сохранилась. Обширные исследования использованных в исторической конструкции материалов являлись источником информации о качестве бетона и арматуры [9].



Рис. 5. Структура железобетонного армирования



Рис. 6. Структура текстильного армирования NWM3-006-08-b1 (15%)

Бетон соответствует категории прочности на сжатие C16/20 по стандартным нормам DIN 1045-2/DIN EN 206-1. Первоначальное армирование состояло преимущественно из квадратно-прямоугольных форм (рис. 5). Исследование взятых проб, выполненное по стандартным нормам DIN 50125, показало, что средний предел текучести металла составлял 336 Н/мм<sup>2</sup>, а предел прочности на растяжение – 455 Н/мм<sup>2</sup>. Состояние бетонного покрытия и геометрическое положение армирования определялись методами зондирования и неразрушающих испытаний.

Мелкозернистый бетон готовили по специальной рецептуре. Состав бетона (кг/м<sup>3</sup>) следующий: цемент – 628; зола-уноса – 265,6; микрокремнезем – 100,5; песок – 942; вода – 214,6; добавка пластифицирующая (FM 30) – 10,5. Механические свойства этого бетона приведены в таблице. Ортогональная структура текстильного армирования предложена Институтом текстильной технологии Дрезденского технического университета. Углеродные ровинги обладают толщиной 800 tex (4000 нитей диаметром 9 μm) и площадью 0,45 мм<sup>2</sup>. Расстояние между координационными осями составляет 7,2×14,4 мм. В ходе расчетов предела прочности на растяжение, по Иессэ [1], было установлено, что коэффициент характерного растяжения составляет 1,600 Н/мм<sup>2</sup> и растяжение при разрыве 8% ( $\epsilon_u = 8\%$ ). Общий коэффициент надежности составлял 3,2.

Свойство	Ед. измерения	Значение
Плотность	г/см <sup>3</sup>	2,17
Упругость (E-Modul) (среднее значение)	Н/мм <sup>2</sup>	28,500
Упругость на сжатие (среднее значение)	Н/мм <sup>2</sup>	76,3
Упругость на растяжение (среднее значение)	Н/мм <sup>2</sup>	7,11

Для реконструкции крыши цилиндрического очертания Институтом статике и динамики сооружений

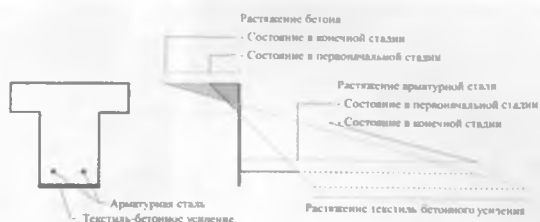


Рис. 7. Упрощенная эпюра растяжения

была разработана модель наслаивания текстильного армирования, которую рассчитывали методом конечных элементов [10]. С помощью этой модели были определены усилия и нелинейные отношения несущей способности в предельном состоянии. Также производилось испытание 17 комбинаций внешних воздействий как в первоначальной стадии строительства, так и в конечной, что показало идентичность обеих стадий. На основе собственного веса конструкции требовалось вычислить нагрузки от старого бетона и текстильного усиления. Определение усилий, соответствующих конечной готовности строительства, было произведено путем оценки всех внешних воздействий и их комбинаций, установленных в соответствии со стандартными нормами DIN 1055. С помощью расчетных данных была рассчитана необходимая грузоподъемность на предварительно выделенных 10 точках, которые были взяты как основа для дальнейших разработок усиления.

При рассмотрении состояния объекта на первоначальной стадии выяснилось, что свеженанесенное усиление является недостаточным для передачи нагрузки. Поэтому следовало доказать, что конструкция из старого бетона (без армирования) может выдержать как свой собственный вес, так и вес усиления. Доказательство производилось путем расчетов согласно стандартным нормам DIN 1045-1. Несмотря на незначительное увеличение собственного веса конструкции за счет нанесения тонких слоев армирования, была проверена несущая способность опоры.

Расчетное усиление выполнялось с учетом заранее заданных усилий, принимая во внимание предварительные нагрузки и деформации исторической бетонной конструкции на конечной стадии усиления (рис. 7). Были проведены расчеты несущей способности предельного состояния на вышеупомянутых 10 точках балки, поперечное сечение которой имеет Т-образный профиль. Площадь текстильного армирования составляет  $A_{t,расч} = 62 \text{ мм}^2$  на внутренней поверхности, что отвечает требованиям применения углеродного текстиля (рис. 6) из пяти слоев шириной 20 см. В целях повышения несущей способности в сводчатой области конструкции крыши на ее внутренней и наружной поверхностях было предусмотрено двухслойное армирование площадью  $A_{t,расч} = 93 \text{ мм}^2$ , U-образная форма текстильного армирования на боковых и подошвенных поверхностях способствовала дополнительному усилению купола в местах его кривизны (рис. 8, в).



Рис. 8.

а - набрызг (торкретирование) мелкозернистого бетона на внутреннюю поверхность купола; б - покрытие текстильным материалом (сеткой); в - с помощью шпателя сетка слегка вдавливается (утапливается) в раствор

Сравнение расчетных нагрузок показало, что при двухслойном межбалочном и пятислойном внутреннем усилении несущая способность усиленной конструкции, по сравнению с неусиленной, повысилась на 25%.

Строительные работы производились сотрудниками АО "Торкрет", специализирующихся на текстильном армировании [11]. Надзор за строительством осуществлялся Немецким исследовательским центром текстильного бетона в сотрудничестве с Институтом железобетонных конструкций Дрезденского технического университета.

Работы вели в следующей последовательности. После удаления штукатурного слоя была выполнена пескоструйная обработка арматуры в швах старого бетона. Имеющиеся дефекты на старом бетоне были обработаны и профилированы. Несущую способность швов оценивали путем испытаний прочности сцепления цементного камня на внешней и внутренней сторонах конструкции согласно нормам DIN EN 13813. По требованиям немецкого Комитета по контролю бетона и железобетона [12] минимальная несущая способность составила  $1,5 \text{ Н/мм}^2$ .

После предварительной обработки (очистки) поверхности водой наносился первый слой мелкозернистого покрытия (см. рис. 8, а). Мелкозернистый шприц-бетон, физико-механические свойства которого представлены в таблице, подавали из растворомешалки насосом на высоту 8 м. Текстильное армирование фиксировали методом набрызга на сетки мелкозернистого бетона. После нанесения покрытия (текстильного материала) его слегка утапливали в раствор и затем заглаживали шпателем (рис. 8, б и в). Толщина каждого слоя текстильного армирования составляет 3 мм. Этот процесс повторяли до достижения требуемого числа слоев для обеспечения расчетной статки армирования. Каждый слой текстильного армирования наносили на свеженабрызганный мелкозернистый бетон для обеспечения хорошей связи между слоями.

Для устранения усадки бетона были приняты меры по уходу за ним, для чего поверхность сооружения покрывалась мокрым руно и пленкой. В течение 7 сут свежearмированное сооружение держалось во влажном состоянии путем периодического обрызгивания его водой.

Как видно на примере восстановления исторической конструкции крыши нового здания Финансо-

вого управления г. Цвикау, с помощью удобной в применении, гибкой и легконаносимой усилительной системы из текстильбетона может быть достигнуто значительное увеличение несущей способности исторических зданий при небольших экономических затратах.

### Библиографический список

1. **Jesse F., Curbach M.** The present and the future of textile reinforced concrete. In: Burgoyne, C. (Hrsg.): FRPRCS-5 Fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures. London: Thomas Telford, S. 593-605.
2. **Hankers C.** Spritzbeton für die Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) S1, S. 49-56.
3. **Bergmeister K.** Verstärkung mit Kohlenstoffasern. Teil 1: Verstärkung von Biegeträgern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) S1, S. 62-68.
4. **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.):** Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Teil I bis IV. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Beuth 1991/1992.
5. **Becker M., Orgass M., Dehn F.** Untersuchungsbericht - Entnahme und Untersuchung von Materialproben - Bauvorhaben "Finanzamt Zwickau, Lessingstraße 15", MFPA Leipzig GmbH, 2007.
6. **Jesse F., Weiland S., Curbach M.** Flexural Strengthening of RC Structures with Textile-Reinforced Concrete. In: Dubey, A. (ed.): Textile-Reinforced Concrete. Proceedings of ACI Fall Convention. Kansas City, November 2005. SP-250CD-4, 2008 - CD-Rom.
7. **Köckritz U., Curbach M., Jesse D., Weiland S., Franke G., Cherif CH.** A textile reinforced segment bridge for the federal horticultural show 2006 at Oschatz. In: Proceedings of the 14th International Textextil Symposium. Frankfurt/ Main, Juni 2007.
8. **Weiland S., Ortlepp R., Hauptenbuchner B., Curbach M.** Textile Reinforced Concrete for Flexural Strengthening of RC-Structures-Part 2: Application on a Concrete Shell. In: Aldea, C.-M. (ed.): Design & Applications of Textile-Reinforced Concrete. Proceedings of the ACI Fall Convention, Puerto Rico, 2007. SP-251CD-3, 2008 - CD-Rom
9. **Curbach M., Michler H., Weiland S., Jesse D.** Textilbewehrter Beton - Innovativ! Leicht! Formbar! BetonWerk International 11 (2008) 5, S. 62-72
10. **Moller B., Graf W., Hoffmann A., Steinigen F.** Numerical simulation of structures with textile reinforcement. Computers Structures, 83 (2005) 19-20, pp 1659-1688
11. **Schladitz F., Brückner A., Ortlepp R., Curbach M.** Shear force strengthening of large, reinforced concrete components using Textile Reinforced Concrete (TRC). In: Concrete Society (Hrsg); GRCA (Hrsg): Proceedings of the 15th Congress of the International Glassfibre Reinforced Concrete Association, Prag, 20.-23.04.2008. GRCA, c/o The Concrete Society, Riverside House, Surry GU17 9AB, UK - Book of Abstracts, p. 33 and CD-ROM
12. **Al-Jamous A., Ortlepp R., Ortlepp S., Curbach M.** Experimental investigations about construction members strengthened with textile reinforcement. In: Bramehuber, W.; Hegger, J.; Will, N. (Hrsg.): 1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC), Aachen. Institute of Structural Concrete, RWTH Aachen University, 2006. pp. 161-170.