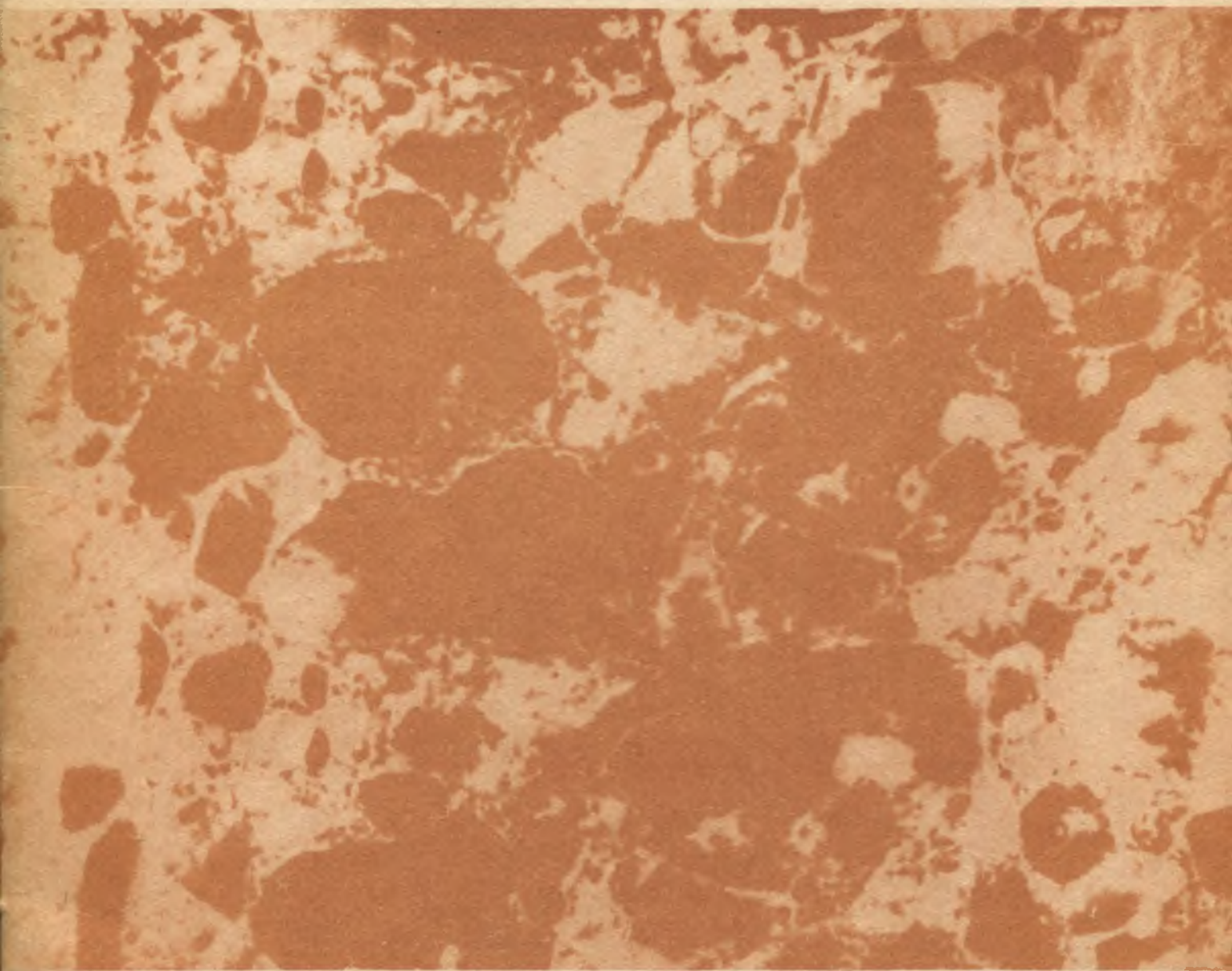


ISSN 0005-9089

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

8

1992



СБОРНО-МОНОЛИТНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ ДЛЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С НАТЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ В ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ

НИИЖБ разработал вариант сборно-монолитного перекрытия для каркасных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях (серия 1.120.1-1с) с сеткой колонн до $7,2 \times 7,2$ м. Перекрытия различного назначения изготавливаются с применением легких и ячеистых бетонов. При таком решении резко сокращается расход цемента (до 100 кг/м^3) и стали, снижаются трудоемкость и стоимость конструкций при возможности использования местных строительных материалов, отходов и др.

НИИЖБ РАЗРАБОТАЛ:
«ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ДЛЯ ЗДАНИЙ
РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ»,
«РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ
И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПЕРЕКРЫТИЙ»,
«РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ИЗГОТОВЛЕНИЮ
ПРОСТЕЙШИХ АНКЕРОВ ДЛЯ КАНАТНОЙ
И СТЕРЖЕВОЙ АРМАТУРЫ»,
«КАРТЫ ТРУДОВЫХ ПРОЦЕССОВ».

НИИЖБ оказывает содействие в размещении и приобретении оборудования и приборов. На основе хозяйственных отношений оказывает научно-техническую помощь при проектировании, изготовлении, испытании, монтаже с передачей технической документации, а также осуществляет поставку оборудования, приборов, оснастки и обучение персонала.

Обращаться: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6,
НИИЖБ, лаб. № 19; тел.: 174-88-91,
174-84-27, 171-43-59.

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

Вилков К. И., Корнев Н. А. Несущая способность и жесткость эффективных легкобетонных преднапряженных плит покрытия промзданий 2

Бетоны

Кириллов А. П., Кукуш А. Л., Багрий Э. Я., Завялов В. Н. Особенности нелинейного деформирования бетона при высоких уровнях напряжений сжатия в условиях сложного напряженного состояния 4

Заводское производство

Топильский Г. В., Коряжкина М. Н., Филатова И. В., Елистратов М. Г. Применение вододисперсных пленкообразующих составов при обработке изделий в термоформах 6

Долговечность

Иванов Ф. М. Внутренняя коррозия бетона 8

Для сельского строительства

Нурмиев Г. Н. Дома из мелких пенозолобетонных блоков 11

В помощь строительным лабораториям

Никитин В. В. Прибор для определения прочности строительных материалов 13

В помощь проектировщику

Залесов А. С., Дорофеев В. С., Шеховцов И. В. Прочность и деформативность плит на продавливание 14

Елагин Э. Г. Расчет по раскрытию трещин при совместном действии изгибающего и крутящего моментов и продольной силы 17

Додонов М. И. Прочность и перемещения монолитных железобетонных плит перекрытий со стальным профилированным настилом 19

Яковлев С. К., Башенко Н. П., Белкин М. И. Работа внецентренно сжатых бетонных элементов при повторно статическом нагружении 21

Янкелевич М. А., Бамбура А. Н., Лисеный А. М. Расчет сечений элементов при косом внецентренном сжатии 23

Ильин О. Ф., Грановский А. В., Залесов И. А., Карп В. Х., Белогуб С. В. Работа железобетонных плит, опертых по четырем углам 25

Федоров В. С. Основы численного расчета предела огнестойкости армополимербетонных конструкций 26

Вопросы экономики

Рогатин Ю. А., Александрова Н. А., Глухов В. И. Экономическая эффективность применения легких бетонов 29



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ



УДК 624.012.45:644.973

К. И. ВИЛКОВ, канд. техн. наук (Нижегородский архитектурно-строительный ин-т); Н. А. КОРНЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Несущая способность и жесткость эффективных легковесных преднапряженных плит покрытия промзданий

Разработка эффективных легковесных конструкций для зданий и сооружений весьма актуальна, особенно для плит покрытия одноэтажных промзданий, на которые расходуется более половины объема сборного железобетона.

В Нижегородском архитектурно-строительном институте и концерне Нижегородстрой разработали эффективные конструкции преднапряженных легковесных пустотных плит покрытия промзданий размером в плане 1,5×6 и 3×6 м, высотой 240, 260, 280 и 300 мм (рис. 1).

Плиты изготовляли из легкого бетона с объемной массой в сухом состоянии 1000...1200 кг/м³. Они совмещают несущие и ограждающие функции покрытий и рекомендуются для различных регионов страны со средней температурой наиболее холодных суток до -35 °С при нормальном температурно-влажностном режиме в этих зданиях и нормативной нагрузке до 1,5 кН/м².

Предлагаемые пустотные плиты эффективны и экономичны по сравнению с обычными ребристыми из тяжелого и легкого бетона с утеплителем и комплексными плитами покрытий. Так, для плит размером 6000×1500×300 мм материалоемкость и масса эффективных плит существенно меньше, чем ребристых с утеплителем, — по бетону на 11...14 %, арматуре до 13 %. Стоимость этих плит также ниже ребристых на 12...15 %, не считая снижения трудоемкости и уменьшения транспортных и монтажных расходов.

Для всех рассмотренных плит разработаны альбомы рабочих чертежей с указаниями по их изготовлению и использованию в различных регионах страны. При этом

* Вилков К. И., Смодин Н. И., Корнев Н. А. Эффективные легковесные плиты покрытий промышленных зданий // Промышленное строительство. — 1982. — № 5. — С. 40—42.

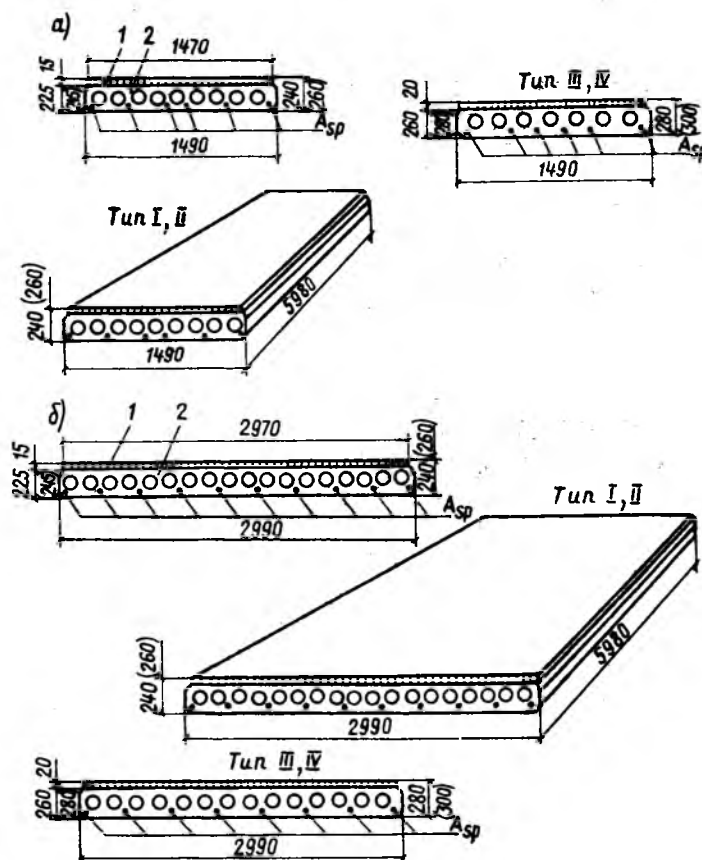


Рис. 1. Основные технические данные легковесных плит покрытия промзданий шириной 1,5 (а) и 3 м (б)

1 — цементно-песчаная стяжка толщиной 15 мм; 2 — легкий бетон класса В7,5 (В10)

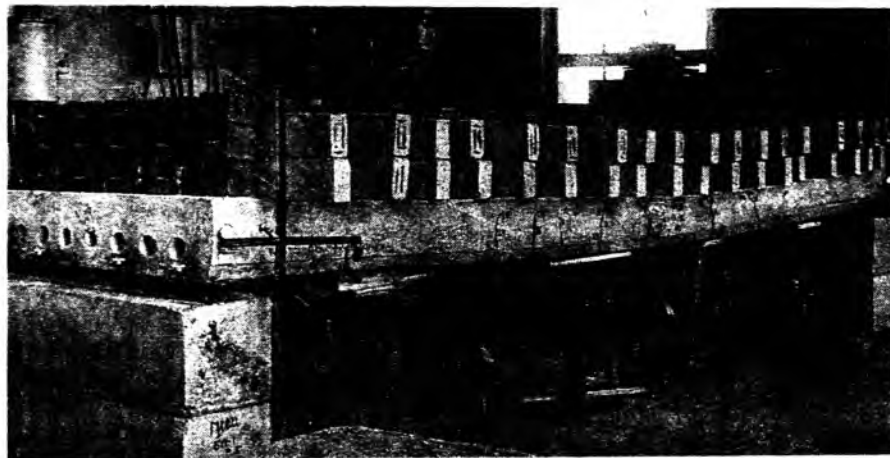


Рис. 2. Эффективная плита покрытия после испытаний

h, мм	Поперечное сечение и армирование	γ_b , кг/м ³	R, МПа	R _b , МПа	A _{сп} , см ²	R _{сп} , МПа	$\sigma_{сп}$, МПа
300		1150	9,5	8,3	3,14	752	475
		1160	9,8	8,5			485
		1190	10,8	9,5	4,71	774	480
		1205	11,4	10,0			486
		1235	12,5	10,9	6,28	782	482
		1255	12,7	11,1			488
240		1130	9,4	8,2	4,71	744	480
		1145	9,6	8,4			490
		1155	9,5	8,3	7,85	782	478
		1135	9,4	8,3			483

Примечание. Над чертой — для основного образца, под чертой — для его близнеца.

для подтверждения целесообразности применения конструкции плит, а также технологичности их выполнения в Нижегородском архитектурно-строительном институте испытали десять преднапряженных плит из керамзитобетона (табл. 1).

Экспериментами установлена вполне достаточная прочность, жесткость и трещиностойкость этих плит покрытия. Первые нормальные трещины в них появились лишь после достижения расчетной нагрузки. При этом на всем диапазоне нагружения вплоть до разрушения наклонных трещин не зафиксировано (рис. 2).

Плиты разрушились при достижении рабочей арматурой условного предела текучести, а затем значительного прогиба их и резкого увеличения ширины раскрытия нормальных трещин (0,8...1 мм). При этом в процессе нагружения плит не отмечалось продергивания рабочей арматуры. Тем самым была установлена надежная анкеровка рабочей арматуры Ø10At-IV (A-IV) в легком бетоне класса B7,5 (B10) без применения специальных анкеров.

В табл. 2, 3 приведены исходные

Таблица 2

$M_{крс}^{th}$, кН·м	$M_{крс}^{exp}$, кН·м	$\frac{M_{крс}^{exp}}{M_{крс}^{th}}$	q_u^{th} , кН/м ²	q_u^{exp} , кН/м ²	$\frac{q_u^{exp}}{q_u^{th}}$	q_d , кН/м ²	c
4,33	42,7	0,99	11,15	11,44	1,03	5,70	2,01
44,6	44,8	1,00	11,28	11,48	1,02	5,72	2,01
56,8	57,4	1,01	15,43	16,1	1,04	8,27	1,95
58,3	59,4	1,02	15,53	16,31	1,05	8,31	1,96
70,4	72,2	1,03	19,64	21,08	1,07	11,22	1,88
72,1	72,5	1,01	19,88	21,12	1,06	11,26	1,88
36,7	37,2	1,01	12,2	12,42	1,02	6,48	1,92
37,9	37,2	0,98	12,23	12,48	1,02	6,51	1,92
52,1	55,2	1,06	17,76	18,65	1,05	10,62	1,76
52,5	56,2	1,07	17,75	18,46	1,04	10,60	1,74

Примечание. Над чертой — для основного образца, под чертой — для его близнеца.

Таблица 3

l_{tot}^{th}	$\frac{l_{tot}^{th}}{l}$	f_{tot}^{exp}	$\frac{f_{tot}^{exp}}{l}$	$\frac{f_{tot}^{exp}}{f_{tot}^{th}}$	Оценка жесткости по ГОСТ 8829		
					f_{exp}	f_{con}	$\frac{f_{exp}}{f_{con}}$
6,02	1/973	4,69	1/1249	0,78	2,42	3,3	0,73
5,86	1/1000	4,57	1/1282	0,78	2,33		0,71
7,87	1/745	6,38	1/918	0,81	4,42	5,8	0,76
7,63	1/768	6,17	1/950	0,81	4,28		0,74
9,09	1/645	7,31	1/802	0,80	5,1	8,9	0,57
8,86	1/661	7,14	1/821	0,81	4,97		0,56
12,56	1/467	10,69	1/548	0,85	6,68	11,2	0,6
12,01	1/488	10,22	1/573	0,85	6,32		0,56
19,03	1/308	15,59	1/376	0,82	11,85	17,4	0,68
18,67	1/314	15,32	1/383	0,82	11,64		0,67

Примечание. Над чертой — для основного образца, под чертой — для его близнеца.

данные для всех испытанных плит и основные результаты исследования их несущей способности, жесткости и трещиностойкости. Здесь же дана оценка прочности и жесткости этих плит по ГОСТ 8829.

Все плиты вполне удовлетворяют требованиям норм и ГОСТа по прочности и жесткости, а следовательно, являются вполне надежными для эксплуатации.

На основании полученных ре-

зультатов исследования эффективных плит покрытия намечено внедрение их в практику экспериментального строительства одноэтажных промзданий в системе концер-на Нижегородстрой.

Бетоны

УДК 691.327:539.376

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (ВНИИНТПИ); А. Л. КУКУШ, инж. Э. Я. БАГРИЙ, В. Н. ЗАВЯЛОВ, кандидаты техн. наук (Макеевский инженерно-строительный ин-т)

Особенности нелинейного деформирования бетона при высоких уровнях напряжений сжатия в условиях сложного напряженного состояния

В существующих нормативных документах для расчета железобетонных конструкций физико-механические характеристики бетона определяют по результатам испытаний в условиях одноосного напряженного состояния [1]. При этом бетон рассматривают как однородный материал с принятым в большинстве случаев допущением о равенстве коэффициентов поперечной деформации $\nu_1(\tau) = \nu_2(t, \tau) = \nu = \text{const}$. Учет деформаций ползучести осуществляют на основе нелинейной теории ползучести бетона [2...4].

Проведенными ранее экспериментально-теоретическими исследованиями установлено, что даже при относительно невысоких уровнях загрузки ($\eta_{x,y} \leq 0,5$) в случае двухосного сжатия опытным относительным деформациям ползучести не всегда удовлетворительно соответствуют теоретические кривые, построенные на основании теории ползучести. Для уточнения некоторых важных особенностей нелинейного деформирования бетона авторы осуществили исследования плоского напряженного состояния при постоянных во времени высоких уровнях сжимающих напряжений.

Для экспериментов служил бетон классов В15...В40. Уровень напряжений изменялся с 0,1 до 0,81. В рассматриваемых опытных дан-

ных двух серий экспериментов соотношения сжимающих напряжений σ_y/σ_x были постоянными во времени и находились в интервале от 0,1 до 1,88. Расчетные составы бетонов на 1 м³: серия 1 — ПЦ марки 400—388, песок — 520, щебень — 1280 кг, вода — 210 л; серия 2 — ПЦ марки 500 — 426, песок — 520, щебень — 1280 кг, вода — 180 л.

Для экспериментов использовали образцы-призмы размером 10 × 10 × 40 см, которые бетонировали в металлических формах в горизонтальном положении. Для учета температурно-усадочных деформаций служили незагруженные образцы-компенсаторы, находившиеся в аналогичных со всеми образцами атмосферных условиях. Сжимающие напряжения в вертикальном направлении создавали рычажными установками обычной конструкции, а в ортогональном горизонтальном направлении — с помощью мембранной гидростатической системы. Одновременно испытывали одноосно нагруженные образцы с аналогичными, постоянными во времени сжимающими напряжениями. Деформации в продольном направлении измеряли индикаторами часового типа, а в поперечном — рычажными тензотрами.

На рисунке для рассматриваемых серий опытов представлены графики изменения во времени

экспериментальных кривых относительных деформаций ползучести с момента нагружения. Для построения аналогичных теоретических кривых использовали общепринятое нелинейную теорию упруго-ползучего тела [2]. Как видно из сопоставляемых кривых, эта теория в традиционной трактовке недостаточно учитывает наличие ортогонального напряжения σ_x . Экспериментальные значения относительных деформаций ползучести $\epsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau)$ меньше соответствующих теоретических значений, при этом разница достигает 30...60 %. Для деформаций $\epsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau)$ наблюдалось еще худшее соответствие сравниваемых деформаций. Экспериментальные деформации ползучести $\epsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau)$ превышают теоретические и их переход из области растяжения в область сжатия происходит при меньших уровнях сжимающих напряжений σ_y .

С физической точки зрения такая особенность значительного нелинейного деформирования бетона в поперечном направлении объясняется некоторым влиянием анизотропии бетона при его укладке в горизонтально расположенные формы, а также особенностями силовой анизотропии бетонных образцов при сложном напряженном состоянии [5]. Для рассматриваемых классов бетонов под действием высоких уровней вертикальных сжимающих напряжений в образцах-призмах образуются и развиваются продольные и наклонные микротрещины. Последующее частичное закрытие их и некоторое переориентирование под действием ортогональных сжимающих напряжений σ_x повышает деформации ползучести $\epsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau)$ в поперечном направлении. Указанная качественная и количественная картина длительного деформирования в двух направлениях наблюдалась и

в других опытных сериях при разных соотношениях сжимающих напряжений в условиях сложного напряженного состояния.

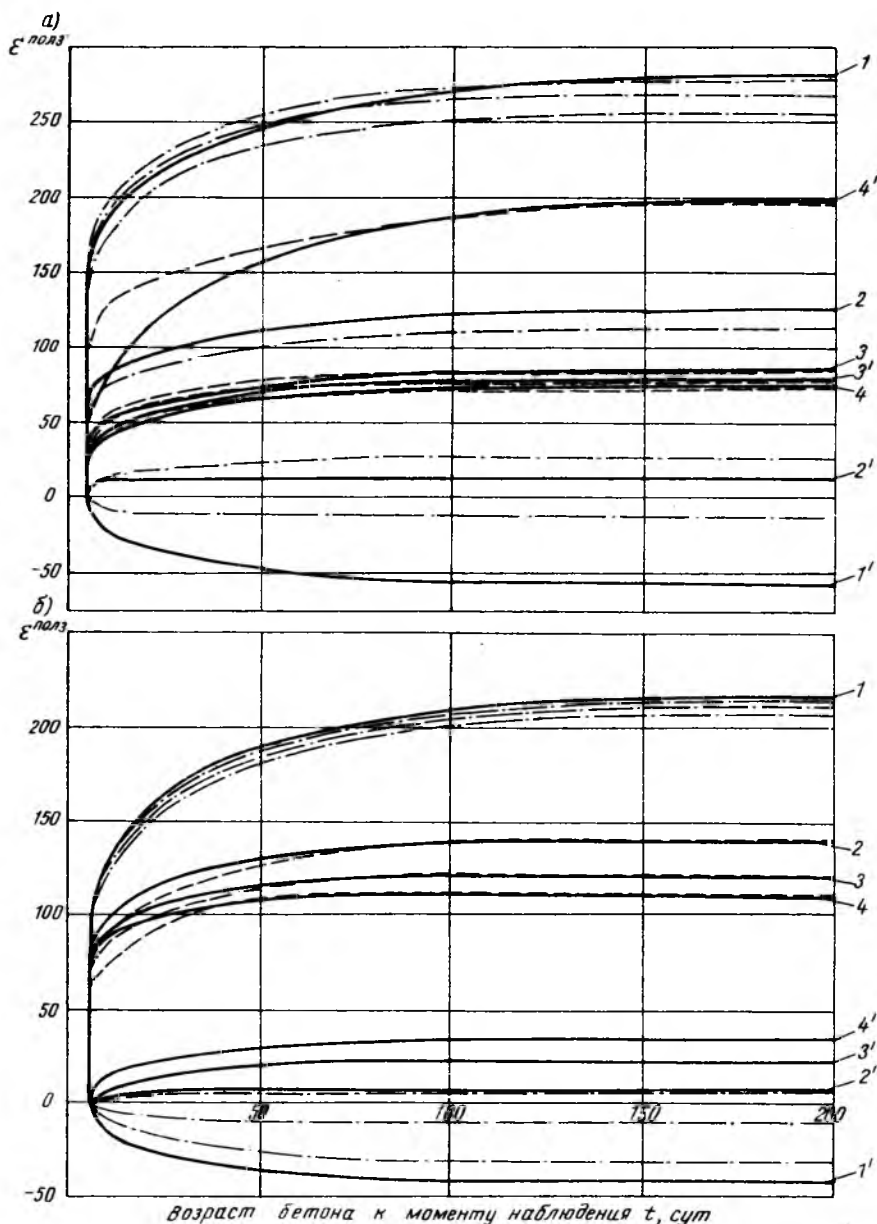
Из рисунка видно, что использование аналитических зависимостей теории упругоползучего тела приводит к значительным погрешностям даже при достаточно хорошем подборе коэффициентов и параметров, входящих в выражение $C(\sigma, t, \tau) = C_n(t, \tau) + F(\sigma)C_n(t, \tau)$ для осевого сжатия. В работе [6] для аналитического описания физических уравнений деформаций ползучести в двух ортогональных направлениях в условиях сложного напряженного состояния (сжатие — сжатие) при принятых обычных гипотезах нелинейной теории упругоползучего тела были введены функции влияния режимов нагружения, одинаковые для обоих направлений. Эти функции корректировали физические уравнения связи между деформациями ползучести в двух направлениях для образцов, нагруженных условными напряжениями $(\sigma_x - \nu\sigma_y)$ и $(\sigma_y - \nu\sigma_x)$.

Учитывая отмеченные в рассматриваемых экспериментах закономерности развития деформаций ползучести, натекавших с момента нагружения опытных образцов при высоких уровнях сжимающих напряжений, представляется более логично и обоснованно для описания процесса неупругого деформирования бетона оперировать аналитическими зависимостями для плоского напряженного состояния с введением разных по направлениям x и y функций режимов нагружения для линейных и нелинейных составляющих деформации ползучести с соответствующей корректировкой степеней нелинейности, входящих в видоизмененные функции напряжений.

Окончательно для описания натекающих с момента нагружения длительных деформаций ползучести при относительно высоких уровнях сжатия ($\sigma_x = \text{const}$ и $\sigma_y = \text{const}$) в условиях двухосного сжатия предлагаются следующие аналитические зависимости:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x^{\text{полз}}(t, \tau) &= (\sigma_x - \nu\sigma_y) \left[f_n^x \times \right. \\ &\quad \times (\sigma_x, \sigma_y) C_n(t, \tau) + \\ &\quad \left. + f_n^x(\sigma_x, \sigma_y) F_x(\sigma) C_n(t, \tau) \right]; \\ \varepsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau) &= (\sigma_y - \nu\sigma_x) \left[f_n^y \times \right. \\ &\quad \times (\sigma_x, \sigma_y) C_n(t, \tau) + \\ &\quad \left. + f_n^y(\sigma_x, \sigma_y) F_y(\sigma) C_n(t, \tau) \right]; \end{aligned} \right\} (1)$$

где $F_x(\sigma)$, $F_y(\sigma)$ — нелинейные функции напряжений x , y :



Относительные деформации бетона при двухосном сжатии первой (а) и второй (б) серий

а — $\eta_x = 0,81$; $\sigma_x = 7,3$ МПа; б — $\eta_x = 0,7$; $\sigma_x = 19,6$ МПа; — — — экспериментальные значения, - - - - - теоретические значения по нелинейной теории упругоползучего тела с учетом функций режимов нагружения и переменных параметров нелинейности; - · - · - то же без учета функций режимов нагружения; 1...4 — $\sigma_y^{\text{полз}}(t, \tau)$ и 1'...4' — $\varepsilon_y^{\text{полз}}(t, \tau)$ при σ_y , равном 0, 2, 4, 6 (а) и 0, 2, 5 и 7 МПа (б)

$$F_x(\sigma) = \left[1 + K \left(\frac{\sigma_x}{R_b} \right)^n \right] \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_0} \right)^{m_1};$$

$$F_y(\sigma) = \left[1 + K \left(\frac{\sigma_y}{R_b} \right)^n \right] \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_0} \right)^{m_2};$$

$$f_n^x(\sigma_x, \sigma_y), f_n^y(\sigma_x, \sigma_y),$$

функции режимов нагружения, учитывающие изменение линейной $C_n(t, \tau)$ и нелинейной $C_n(t, \tau)$ составляющих деформаций ползучести бетона:

$$f_n^x(\sigma_x, \sigma_y) = \left[1 - A \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_x} \right)^a \right];$$

$$f_n^y(\sigma_x, \sigma_y) = \left[1 - B \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_x} \right)^b \right];$$

$$f_n^x(\sigma_x, \sigma_y) = \left[1 - C \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_x} \right)^c \right];$$

$$f_n^y(\sigma_x, \sigma_y) = 1 + |f_n^x(\sigma_x, \sigma_y)|$$

при $\sigma_y \leq \sigma_x$;

$$f_n^y(\sigma_x, \sigma_y) = |1 - f_n^x(\sigma_x, \sigma_y)|$$

при $\sigma_y > \sigma_x$;

σ_0 — условное единичное напряжение: $\sigma_0 = 0,1$ МПа; m_1, m_2 — параметры нелинейности, изменяющиеся в зависимости от прикладываемых напряжений и их соотношений; n параметр нелинейности и коэффициент K принимают таким же, как и при осевом сжатии; A, B, C, a, b, c — эмпирические коэффициенты.

Как видно из рисунка, использование предлагаемых выражений для описания деформаций ползу-

чести при плоском напряженном состоянии приводит к значительно лучшему совпадению экспериментальных и теоретических величин при постоянных напряжениях сжатия и может быть использовано для достаточно удовлетворительного описания простых и сложных режимов нагружения в условиях сложного напряженного состояния.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций.— М.: Стройиздат, 1988.— 120 с.
2. Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести.— М.: Стройиздат, 1973.— 432 с.
3. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести.— М.: Гостехиздат, 1952.— 324 с.
4. Бондаренко В. Н., Бондаренко С. В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона.— М.: Стройиздат, 1982.— 288 с.
5. Зайцев Ю. В. Механика разрушения для строителей: Учеб. пособие для строит. вузов.— М.: Высшая школа, 1991.— 288 с.
6. Завялов В. Н. Учет ползучести бетона в условиях сжатия применительно к расчету инженерных сооружений энергетических объектов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук.— М., 1991.— 21 с.

Заводское производство

УДК 691.327:66.046

Г. В. ТОПИЛЬСКИЙ, канд. техн. наук, М. Н. КОРЯЖКИНА, И. В. ФИЛАТОВА, инженеры (ВНИИжелезобетон); М. Г. ЕЛИСТРАТОВ, инж. (ПО «Мостожелезобетонконструкция»)

Применение вододисперсных пленкообразующих составов при обработке изделий в термоформах

Кондуктивный прогрев железобетонных изделий и конструкций в термоформах является одним из распространенных способов тепловой обработки сборного железобетона. Осуществляемый, как правило, без устройства соответствующей паро- и теплоизоляции верхней открытой поверхности бетона такой прогрев сопровождается интенсивными влаготерями и развитием пластической усадки бетона, недобором его проектной прочности и образованием поверхностных трещин, снижающих долговечность изделий.

Для уменьшения негативного влияния пересушивания бетона на строительно-технические свойства изделий и конструкций на практике вынуждены прибегать к перерасходу цемента и увеличению цикла тепловой обработки, хотя последнее лишь усиливает дополнительное обезвоживание бетона.

Наблюдающийся при прогреве в термоформах значительный температурный градиент по высоте изделий, достигающий, например, в мостовых конструкциях до 30... 40 °С, также усугубляет обезвоживание бетона за счет дополнительного переноса влаги в сторону более холодной [1], открытой по-

верхности изделия, контактирующей с окружающей воздушной средой. Интенсивное испарение этой влаги с открытой поверхности бетона, в свою очередь, замедляет прогрев изделия [2], разрыхляет структуру бетона и увеличивает его водопоглощение вследствие преимущественного формирования в ней направленной капиллярной пористости.

По данным [3], прогрев изделий в термоформах при наличии паро- и теплоизоляции верхней испаряющей поверхности бетона повышает его прочность на 20—25 %, сокращает длительность теплового режима и расход теплоносителя на 25—30 %, ускоряет обрабатываемость форм.

Для защиты бетона от обезвоживания при прогреве изделий в термоформах ВНИИжелезобетонном предложены вододисперсные пленкообразующие составы (ВПС)*, синтезируемые из продуктов депарафинизации масел и масляных дистиллятов. ВПС нетоксичны и

дешевы, наносятся на поверхность свежееуложенного бетона серийными краскораспылительными устройствами, наиболее предпочтительны из которых безвоздушные (гидравлические) распылители с удочкой, отличающиеся минимальными туманообразованием и потерями распыляемого состава. Опытные промышленные испытания ВПС проводили на некоторых заводах страны и за рубежом [4, 5].

ВПС типа ВДСВ, изготовленные из слоп-вокса (смеси мягких парафинов и минеральных масел) ПО «Пермнефтеоргсинтез» и Фергананефтеоргсинтез были апробированы при обработке двухскатных решетчатых балок БДР-12 и БДР-18 в термоформах на заводе ЖБК № 1 и Опытном заводе напорных труб и железобетонных изделий (Душанбе) [4], а ВПС на основе жидких парафинов (ВДЖП по ТУ 38.50760-88) — при тепловой обработке железобетонных свай [5] на строительстве объектов Нефтеюгстрой в Ираке.

Установлено, что преднапряженные железобетонные балки, защищенные ВДСВ, после прогрева в термоформах при 80 °С по режиму (3...8)+2+10+4 ч на полигоне Душанбинского завода ЖБК № 1 в осенне-зимний период при температуре окружающего воздуха 1... 10 °С и относительной влажности $\varphi=52...68\%$ набирают передаточную прочность (70 % марки $R_w=400$) — в суточном возрасте, а без защиты ВПС — через 2... 3 сут. При сохранении двухсуточной обрабатываемости форм, принятой на заводе, продолжительность тепловой обработки балок с ВПС была сокращена в 2 раза. Балки,

* А. с. 833897 СССР, МКИ³ СО 4В 41/30. Способ тепловлажностной обработки бетонных и железобетонных изделий / Г. В. Топильский, А. И. Дмитриев, А. Я. Савчук и др. (СССР) // Открытия. Изобретения.— 1981.— № 20.— С. 94.

защищенные ВПС, быстрее разогрелись и медленнее остывали после прогрева, а открытая поверхность бетона не имела поверхностных трещин [4].

Сравнительные испытания различных способов ухода за свежесложенным бетоном свай при обработке (55...70 °С; 3+4+8+2 ч) в термоформах, проведенные на строительном полигоне в Ираке в зимнее время при температуре воздуха 5...11 °С и относительной влажности $\varphi=75...88\%$, подтвердили преимущество ВПС по сравнению с традиционным способом ухода за бетоном с помощью полиэтиленовой пленки и мешковины [5].

Применение ВПС позволило снизить стоимость ухода за бетоном свай в 4 раза, повысить его прочность на 20...30 % и уменьшить водопоглощение на 2...2,5 % по сравнению с бетоном, уход за которым осуществляли традиционным способом.

С учетом результатов этих испытаний для эффективного ухода за бетоном при обработке сборных железобетонных конструкций и изделий в термоформах были разработаны новые рецептуры функциональных ВПС на основе жидких и твердых парафинов (совместно с НПО «СинтезПАВ») и фильтрата обезмасливания ПО «Ярославнефтеоргсинтез» (совместно с ВНИИ НП), предназначенных для централизованного промышленного производства. Испытания этих составов при обработке автодорожных железобетонных балок ($l=18$ м) в термоформах, проведенные на Исетском заводе мостовых железобетонных конструкций (Екатеринбургская обл.), подтвердили их высокую эффективность.

Автодорожные балки изготавливали из бетона класса В25. Для приготовления бетонной смеси использовали Сухоложский или Коркинский цементы М500 при расходе 400 кг/м³ бетона, добавки суперпластификатора С-3 и СНВ, строительный песок с $M_k=1,9...2,1$ (640 кг/м³) и щебень фракции 5...20 мм (1190 кг/м³). В/Ц бетонной смеси составляло 0,45, а осадка конуса 5...9 см. Температура воздуха в цехе при формировании балок 26...27 °С, относительная влажность $\varphi=34...36\%$. ВПС наносили на открытую поверхность балок сразу после ее отделки. Прочность бетона определяли испытанием контрольных бетонных образцов-кубов с ребром 0,1 м, про-

Таблица 1

Вид ВПС	Концентрация С, %	Расход ВПС на покрытие бетона, кг/м ²	Влаговотери бетона Δw , % массы воды затворения	K_3 , % ($t=2$ сут)
ВПС-Я	35	0,34	3,4	94
ВПС-Я с разжижителем ОП-10	31	0,26	12,2	79
ВПС-Ш (концентрат)	46	0,31	11,1	81
Латекс СКС-С	65	0,14	31,5	44
—	—	—	55,9	—

Примечание. ВПС-Я (Ярославский) — водная дисперсия фильтрата обезмасливания (ВДФО); ВПС-Ш (Шебекинский по ТУ 458К-Х06-02—91) — водная дисперсия смеси жидких и твердых парафинов (ВДЖТП)

Таблица 2

Вид покрытия	Концентрация С, %	Расход ВПС, кг/м ²	Возраст бетона, ч	Прочность бетона на сжатие $R_{сж}$, МПа	$\frac{R_{сж}}{R_m}$, %
ВПС-Я с ОП-10	31	0,21	22	22,0	63
		0,07	44	32,0	91
ВПС-Ш (концентрат)	46	0,29	22	24,0	70
		0,13	44	37,5	107
ВПС-Ш	35	0,35	22	22,8	65
		0,12	44	32,2	92
Латекс бутылкаучука	46	0,23	22	27,6	79
		0,11	44	35,7	102
—	—	—	22	19,8	56
			44	25,7	73

Примечание. Над чертой — расход исходной дисперсии, под чертой — расход ВПС в пересчете на сухое вещество.

греваемых совместно с изделием в нишах термоформ. Влагозащитную способность ВПС исследовали на бетонных образцах-плитках (с модулем открытой поверхности $M_n=25$ м⁻¹), установленных на верхней поверхности балок и прогреваемых совместно с ними. Из-за значительного температурного градиента, существующего по высоте балки при изотермическом прогреве (70 °С), температура ее верхних слоев, как и температура указанных образцов-плиток не превышала 40...42 °С. Такие условия прогрева контрольных образцов близки к тем, которые нормирует американский стандарт ASTM C-156 для определения влагозащитной способности пленкообразующих материалов (37 °С, $\varphi=32\%$).

Защитный коэффициент K_3 покрытий из ВПС на бетоне после прогрева по режиму 4+4+18+4 ч при температуре 40...42 °С и $\varphi=30...32\%$ приведен в табл. 1.

Как видно из этих данных, защитный коэффициент покрытий из ВПС даже при умеренном расходе состава (0,26...0,34 кг/м²), отвечает требованиям Инструкции 21-170-86 (Минстройматериалов СССР, М., 1987), предъявляемым к противoisпаряющим пленкообразующим материалам ($K_3>70\%$ в возрасте бетона 1 сут).

Прочностные характеристики бетонных образцов, защищенных

Таблица 3

Вид ВПС	$R_{сж}$, МПа	$R_{сж}/R_m$, %
ВПС-Ш	18,7	53
ВПС-Я	19,2	54
—	15,0	42

ВПС и прогретых в нишах термоформы при температуре 90 °С по сокращенному (4+4+14+0 ч) и по принятому на заводе режиму (4+4+18+18 ч), приведены в табл. 2.

Испытания подтвердили, что покрытия из функциональных ВПС при сопоставимом расходе составов (по сухому веществу) практически не уступают по основным функциональным возможностям наиболее эффективным из известных пленкообразующих материалов — латексу бутылкаучука, хотя стоимость ВПС в 8...10 раз меньше стоимости латекса. Соответственно прочность бетона балок с ВПС, прошедших теплообработку по заводскому режиму (4+4+18+4 ч) и испытанных после распалубки в возрасте 2 сут, достигала 91...107 % марки, а прочность балок, прогретых без защиты — 73 % (см. табл. 2).

Интенсифицирующее воздействие ВПС на кинетику твердения бетона позволило снизить температуру прогрева и сократить цикл

их тепловой обработки. Распалубочная прочность бетона (50 % R_m) балок, защищенных ВПС, была получена после 8 ч их изотермического прогрева (3+4+8+4 ч) при температуре 50...60 °С (табл. 3).

По данным ртутной порометрии, применение ВПС для защиты автодорожных балок при обработке в термоформах, обеспечивает формирование плотной микропористой структуры бетона за счет снижения на 25...30 % его суммарной структурной пористости и увеличения более чем в 2 раза содержания переходных и микропор ($r=1...100$ н·м). Содержание же

пор с эффективным радиусом более 100 н·м, оказывающих, как известно, неблагоприятное влияние на строительные-технические свойства бетона, снижается в нем на 50...55 %.

Таким образом, представленные данные свидетельствуют о том, что широкое применение функциональных ВПС для защиты от обезвоживания железобетонных изделий при кондуктивном прогреве в термоформах позволит повысить качество изделий и снизить энергозатраты на их тепловую обработку.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1977. — 177 с.

2. Топильский Г. В. Влияние пароводонепроницаемых покрытий на процессы твердения бетона // Журнал прикладной химии. — 1982. — № 2. — С. 374—381.
3. Вылев В. В. К вопросу о тепловой обработке бетона в термоформах // Изв. вузов: Стр-во и архитектура. — 1980. — № 11. — С. 70—74.
4. Внедрение энергосберегающей технологии изготовления железобетонных изделий с парозащитными покрытиями / Г. В. Топильский, О. И. Довжик, К. А. Маврин и др. // Изв. вузов: Стр-во и архитектура. — 1986. — № 3. — С. 128—132.
5. Вододисперсные пленкообразующие составы для бетона в условиях сухого жаркого климата / Б. А. Крылов, Л. Г. Чкуаселидзе, Г. В. Топильский и др. // Бетон и железобетон. — 1992. — № 6. — С. 15—17.

Долговечность

УДК 691.327:620.193

Ф. М. ИВАНОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Внутренняя коррозия бетона

В последние годы усиливается внимание к так называемой внутренней коррозии бетона. В некоторых железобетонных конструкциях через несколько месяцев или даже лет после изготовления появляются видимые признаки разрушения бетона — сетка трещин, белые студнеобразные высолы. Химический анализ показывает присутствие в высолах большого количества диоксида кремния и щелочных металлов — натрия и калия. Эти повреждения во влажных условиях, которые считаются наиболее благоприятными для сохранения и даже увеличения прочности бетона в длительные сроки, постепенно развиваются и бетон конструкций разрушается. Такие коррозионные процессы проходят внутри бетона без участия компонентов внешней среды, за исключением обязательного присутствия влаги [1]. С момента открытия этого вида коррозии (1940 г.) проведено много исследований коррозионных процессов, влияния различных факторов на их

кинетику и интенсивность, разработаны способы предотвращения повреждения бетона.

Внутреннюю коррозию исследовали по мере появления случаев повреждения конструкций в результате реакции щелочь — кремнезем: в Дании в 50-х, в Англии — в 60...70-х, в Японии в 80-х годах. В нашей стране исследования проводили в начале 60-х годов [2], затем изучали лишь отдельные случаи, связанные с проявлением реакции щелочь — кремнезем в районе Симбирска и на гидротехнических стройках в Поволжье [3]. В исследованиях принимали участие Гидропроект и ВНИИ транспортного строительства.

Регулярно подводятся итоги состояния проблемы. Так, в 1989 г. состоялся 8-й Международный конгресс по этому виду коррозии [4], а на 1992 г. намечен 9-й конгресс.

Разрушительный процесс идет в результате взаимодействия компонентов бетона — цементного камня и заполнителей, поэтому он назы-

вается внутренней коррозией. Внешняя среда создает благоприятные условия (влажность, температура) для протекания этих процессов. Природа процессов внутренней коррозии может быть разной. Наиболее распространена коррозия в результате взаимодействия аморфного кремнезема некоторых горных пород с щелочами (соединениями щелочных металлов), содержащимися, главным образом, в цементе; но участвовать в коррозионном процессе могут и соединения, содержащиеся в воде затворения, минеральных и химических добавках.

К минералам, обладающим потенциальной реакционной способностью к щелочам, относятся опал, халцедон, кремни и другие разновидности, содержащие аморфный или микрокристаллический кварц.

Широко распространены горные породы, содержащие минералы, способные взаимодействовать с щелочами [5]. К ним относятся: из магматических пород — граниты и гранодиориты с включениями кварца с деформированной решеткой и выветрелых полевых шпатов; риолиты, дациты, андезиты, трахиандезиты и базальты, содержащие силикатные или базальтовые стекла, девитрифицированные в разной

степени, а также некоторые количества тридимита, кристобалита, опала; обсидиан, вулканические туфы, ретиниты, богатые кремнеземом стекла, часто с микротрещинами; гнейсы и слюды, характеризующиеся открытыми контактами зерен и содержанием кварца с деформированной решеткой, микрокварца, полевошпатовых и слюдястых минералов.

Из метаморфических пород опасны кварциты, песчаники и роговые обманки, содержащие опаловый цемент и вторичный микрокварц, микротрещиноватый кварц, а также кварцевые сланцы, граувакки и силициты, включающие опал, филлитовые минералы и микрокристаллический кварц.

К потенциально реакционноопасным осадочным породам относятся известняки, доломитизированные известняки и доломиты, содержащие халцедон, опал в виде прослоек, микрозерен или диффузно распределенных в решетке.

Возможна внутренняя коррозия и в результате взаимодействия содержащихся в заполнителях примесей соединений серы, которые приводят к сульфатной коррозии. К внутренней коррозии относят и менее распространенный случай разложения доломитизированных известняков при действии щелочей цемента.

В России к породам, содержащим потенциально реакционноспособный кремнезем, относятся песчаники в Среднем Поволжье, гравийно-песчаные месторождения, содержащие кремни (Урал, Восточная Сибирь северо-запад Европейской части страны). На Дальнем Востоке, в Приморском крае, на о. Сахалин и Камчатке потенциально реакционноспособными являются некоторые кислые породы (андезиты, вулканические шлаки и др.).

Внимание к внутренней коррозии во всех странах увеличивается с каждым годом, так как последствия ее весьма серьезны, а причины, порождающие повреждение конструкций, усиливаются. Прежде всего растет содержание щелочей в цементах в результате совершенствования пылеулавливания и возврата пыли, содержащей повышенные количества соединений щелочных металлов, возгоняющихся при обжиге цементного клинкера. Повышается содержание щелочей в сырье для производства цемента, а в некоторых случаях щелочи

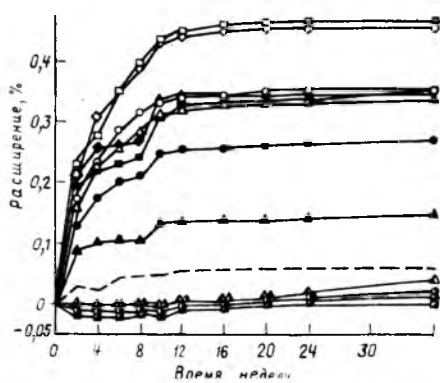


Рис. 1. Влияние различных щелочей и солей на деформации расширения образцов бетона [7]

○ — NaOH; ● — KOH; ◐ — LiOH; □ — NaCl; ■ — KCl; ▣ — LiCl; △ — Na₂CO₃; ▲ — K₂CO₃; ▴ — Li₂CO₃; ◇ — Na₂SO₄; ◆ — K₂SO₄; ◇ — Li₂SO₄; --- — контрольные

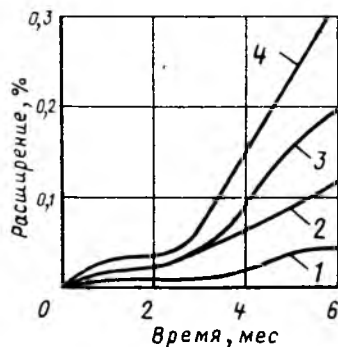


Рис. 2. Влияние содержания опала с заполнителем на деформации расширения бетона [2]

являются компонентами сырья и щелочесодержащих отходов — нефелинового шлама алюминиевого производства, некоторых зол-уноса ТЭС.

В последнее время расширилось применение химических добавок, содержащих соли щелочных металлов (сульфат натрия, нитрит натрия, поташ и др.) [6]. При этом в состав бетона вводят повышенное количество водорастворимых соединений щелочных металлов и при потенциально реакционноспособном заполнителе возможность внутренней коррозии возрастает. Так, большое влияние на расширение оказывает вид катиона применяемой соли [7]. Из рис. 1 видно, насколько опаснее натриевые соли, чем калиевые или литиевые.

Повышение содержания щелочей в составе бетона возможно также при поступлении их в процессе эксплуатации извне, например из морской воды или путем миграции солей в массивном бетоне.

Попытки разработать эффектив-

ные средства предупреждения и приостановления коррозионного процесса не дали кардинальных результатов. В качестве основного способа предлагается исключить применение цементов с повышенным содержанием щелочей (более 0,6% в расчете на Na₂O или 3 кг/м³ бетона), с реакционноспособным заполнителем или таких заполнителей совместно с портландцементами, содержащими повышенные количества щелочей. Установлено, что содержание в цементах минеральных добавок, понижающих концентрацию ионов кальция в поровом растворе, ослабляет опасность реакции щелочь — кремнезем. Бетоны на шлакопортландцементе не подвержены этому виду коррозии. Несколько улучшает стойкость к реакции щелочь — кремнезем и введение в состав бетона газообразующих и гидрофобизирующих добавок. Предотвратить коррозионный процесс, начавшийся в конструкции на потенциально реакционноспособном заполнителе, можно, защитив ее от увлажнения. Однако наносить влагонепроницаемое покрытие на поверхность бетона недопустимо, так как в этом случае возможно накопление влаги под покрытием из-за тепловлагопереноса, что может привести к усилению коррозионного процесса.

Исследование механизма коррозионного процесса показало, что это сложное явление можно лишь схематически представить как образование на поверхности потенциально реакционноспособного заполнителя при взаимодействии щелочи с аморфным кремнеземом геля гидросиликата натрия, переходящего в гель гидросиликатов кальция и способного увеличиваться в объеме во влажных условиях. При этом развивается внутреннее давление и возникают растягивающие напряжения, приводящие к нарушению монолитности бетона — его растрескиванию.

Образование на поверхности частиц заполнителя гелеобразной прослойки способно вызвать разрушение бетона при определенных количествах геля и его определенном составе — соотношении щелочи и кремнезема. Интенсивность внутренней коррозии зависит от вида кремнезема, его способности вступать в реакцию с щелочью.

На интенсивность коррозионного процесса влияют содержание опала в породе (рис. 2), а также размер

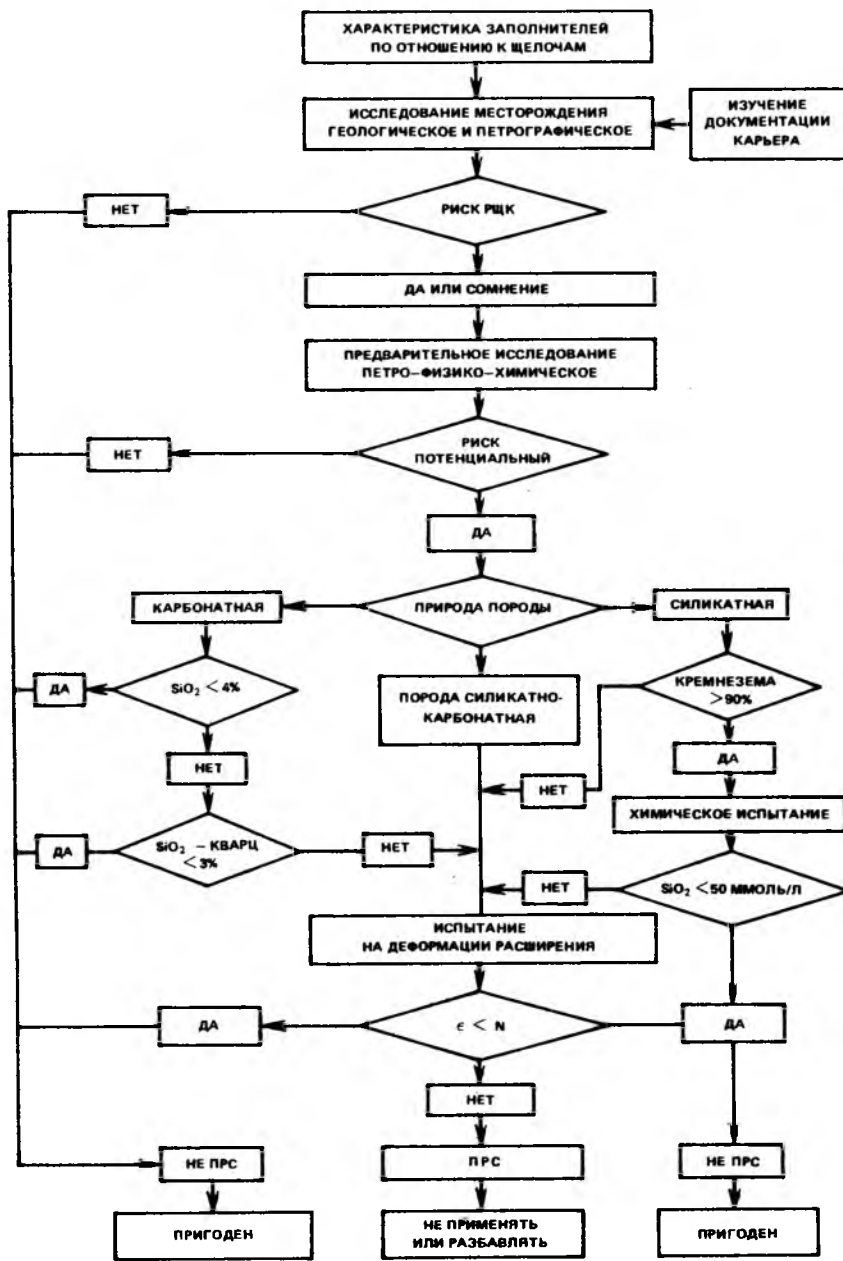


Рис. 3. Схема исследования заполнителя на реакционную способность [5]
Обозначения: РЩК — реакция щелочь — кремнезем; ПРС — потенциальная реакционная способность; N — предельно допустимое расширение ϵ (0,05 % через 6 мес)

частиц минерала. Для опала наиболее опасным является размер 0,3... 2,5 мм. При более тонкодисперсном материале щелочные соединения связываются химически активным кремнеземом, а при более крупных зернах соотношение поверхности с объемом бетона уменьшается и усилие оказывается недостаточным для нарушения структуры бетона.

Для выявления потенциальной опасности коррозионного процесса и возможности использования данного заполнителя были проведены обстоятельные исследования, примерная схема которых представле-

на на рис. 3 [7]. Испытание заполнителя специально на потенциальную реакционную способность проводят сначала химическим методом, позволяющим судить о наличии активного (растворимого) кремнезема. При необходимости уточнить потенциальную реакционную способность в конкретном сочетании данного состава бетона и цемента измеряют деформации расширения при нахождении образцов во влажных условиях и при повышенной температуре. Для ускорения процесса увеличивается содержание щелочей в составе до

2,5 % (в расчете на Na_2O от массы цемента). Критерием стойкости служит ограничение деформаций в течение 6 мес до 0,05 %. Длительность испытаний и условность результатов обусловила необходимость разработки ускоренного метода испытаний. Специальный комитет РИЛЕМ разрабатывает такой метод. Испытания заполнителей на реакционную способность проводит НИИЖБ.

Для нашей страны необходимо проводить систематические исследования месторождений заполнителей — горных пород и песков на всей территории с оценкой потенциальной реакционной способности. Это позволит исключить непредвиденные повреждения конструкций и связанные с этим большие затраты. При применении заполнителей следует руководствоваться предписаниями п. 3.2 Пособия к СНиП 2.03.11.85.

Известно немало случаев, когда к внутренней коррозии относили повреждения в результате других причин (низкой морозостойкости, дефектов технологии, состава бетона и др.). Установить, что повреждение бетона явилось результатом внутренней коррозии можно только тщательным анализом, при котором определяют содержание щелочей в цементе и присутствие реакционно-способного кремнезема в заполнителях. Правильно выявить внутреннюю коррозию весьма важно, так как начавшийся процесс повреждения бетона можно остановить, только создав сухие условия эксплуатации конструкции, что в большинстве случаев неосуществимо.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Stanton T. E. The expansion of concrete through reaction between cement and aggregate // Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. — V. 66. — 1940. — P. 1781—1811.
2. Москвин В. М., Рояк Г. С. Коррозия бетона при взаимодействии щелочей с активным кремнеземом заполнителей. — М.: Стройиздат, 1962. — 164 с.
3. Викторов А. М., Осипов А. Д. Способы борьбы с щелочной коррозией бетона // Бетон и железобетон. — 1982. — № 1. — С. 46—47.
4. 8-th International Conference on alkali aggregate reaction. Kyoto, July. — 1989.
5. Recommendations provisoires pour la prevention des desordres dus à l'alcali reaction // Laboratoire Centrale des Ponts et chaussees. — 1991. — Janvier.
6. Иванов Ф. М., Рояк Г. С., Сальников Н. С. Влияние добавок поташа на деформации мелкозернистых бетонов с активными заполнителями // Бетон и железобетон. — 1966. — № 9. — С. 32—33.
7. Shizawa M., Ice I., Kotani H. Influence of ionic species on alkali-aggregate reaction // 8 Congr. of Cement Chemistry. — Brasilia, 1986. — Vol. 5. — P. 135—140.

УДК 691-412:666.973.6:728

Г. Н. НУРМИЕВ, инж. (Инженерно-технический центр Росагропромстроя)

Дома из мелких пенозобетонных блоков

Много лет назад в сельском строительстве начали применять автоклавные ячеистые бетоны (газобетон, пенобетон, газосиликат и др.), главным образом в виде мелких стеновых блоков размером примерно $20 \times 30 \times 60$ см. В середине 80-х годов сельские строители потребляли около 1,5 млн. м³ таких блоков в год. Крупных же блоков потребляли около 170 тыс. м³, а крупных панелей — 30 тыс. м³. Это вполне объяснимо. В отличие от крупных блоков и панелей, для производства которых необходимы большие капиталовложения на создание индустриальной базы, а для возведения зданий из них — специальные строительно-монтажные механизмы, другие средства и обладающие высокой квалификацией кадры, мелкие блоки можно изготовлять на малых недорогих предприятиях с несложной оснасткой и, что особенно важно, использовать на стройках без специальных монтажных средств. К тому же они нужны многочисленным индивидуальным застройщикам.

Для расширения области применения мелких ячеистобетонных блоков специалисты НИИЖБа предложили организовать изготовление мелких стеновых блоков из неавтоклавных ячеистых бетонов за счет нецентрализованных средств колхозов, совхозов и их объединений. Такая организация производства позволяла, используя доступные сырье, технические и технологические средства, быстро обеспечить потребности сельских застройщиков в стеновом материале.

Эта идея была подкреплена подготовкой нормативной базы. На неавтоклавные ячеистые бетоны распространены СН 277-80, по проектированию конструкций с их применением главы СНиП II-21-75 и II-22-81, а также новый ГОСТ 25485 «Бетоны ячеистые: Технические условия». Согласно

этим документам неавтоклавные ячеистые бетоны обладают физико-механическими свойствами, близкими к свойствам автоклавных бетонов.

Исследованиями НИИЖБа и других институтов установлено, что помимо традиционных кремнеземистых компонентов (обычного

песка, зол, шлаков) в неавтоклавных ячеистых бетонах можно использовать пылевидные (барханные) пески, отходы химической промышленности, цветной металлургии, от пиления известняков и т. д.

Установлено также, что, по сравнению с кирпичными, масса стен из газобетонных мелких блоков в 2,4...6 раз меньше, затраты труда на возведение стен ниже на 40...50 %, расход вяжущих — на 50...70 %, цемента — вдвое меньше. Стены из газобетонных блоков на 40...50 % дешевле, капиталовложения на их производство

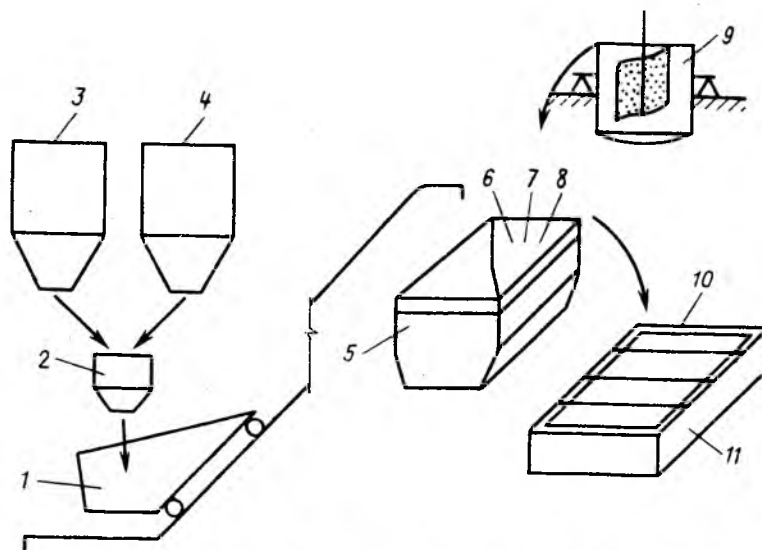


Рис. 1. Принципиальная технологическая схема изготовления мелких пенозобетонных блоков

1 — скип; 2 — дозатор по объему; 3 — зола; 4 — цемент; 5 — бетономеситель; 6 — сухие компоненты; 7 — вода; 8 — пена; 9 — пеновзбиватель; 10 — ячеистобетонная смесь; 11 — форма



Рис. 2. Двухквартирный дом усадебного типа из мелких неавтоклавных блоков (пос. «Стрелецкий заповедник» Курской обл.)



Рис. 3. Стены строящегося дома из мелких пенозолобетонных блоков, облицованных кирпичом (пос. «Березка» Курской обл.)

на 15...40 % ниже, чем кирпичной кладки.

В начале 80-х годов новый материал взят на вооружение ПМК-6 Курсагропромстроя, главным образом, в связи с дефицитом кирпича в области. Заманчивой была и возможность исполь-

зования дешевой золы гидросмыва Курской ТЭЦ-1.

Производство организовали в здании формовочного цеха железобетонных изделий, в котором смонтировали бетоносмесительную установку СБ-81, изготовили металлические формы (рис. 1). Ям-



Рис. 4. Двухквартирный дом усадебного типа с наружными стенами из мелких пенозолобетонных блоков, облицованных силикатным кирпичом (пос. «Стрелецкий заповедник»)



Рис. 5. Решение фасада дома из пенозолобетонных блоков (пос. «Березка»)

ные пропарочные камеры, а также кран-балку грузоподъемностью 5 т использовали без изменений, хотя по технологическим условиям достаточно грузоподъемность в 3 т — все было сделано так, чтобы с минимальными затратами добиться существенного эффекта. Из-за дефицита алюминиевой пудры для вспенивания бетонной смеси использовали жидкое мыло «Прогресс»).

Расход материалов на 1 м³ мелких пеногазобетонных блоков составляет: зола гидросмыва Курской ТЭЦ-1 — 500, цемент марки 400 — 270 кг, жидкое мыло «Прогресс» — 2 л, клей казеиновый — 1,4 кг, вода — 90 л.

Золу употребляли молотую, так как попадание крупных кусков в бетонную смесь может привести к неравномерному вспениванию. Соблюдение технологического режима, культура производства весьма важны в получении качественных изделий и, естественно, в строительстве качественного жилья.

Для приготовления ячеистобетонной смеси скип бетоносмесителя заполняют золой и цементом в установленном соотношении. В бетоносмеситель подают воду и при вращающемся механизме насыпают золоцементную смесь, сразу же вводят пенообразователь и все перемешивают в течение 10...15 мин, наблюдая за вспениванием смеси. Готовую смесь, открыв заслонку, подают через шланг в смазанные формы. Массу в формах выдерживают при положительной температуре в течение 8 ч. Затем формы со схватившимся пенозолобетоном опускают в пропарочную камеру и подвергают тепловой обработке на протяжении 14 ч. После этого формы извлекают из камеры и разбирают их: блоки готовы к доставке на объект строительства.

В начале освоения производства блоков формы вручную смазывали щеткой, что было примитивно и отнимало много времени. Рационализаторы участка изготовили емкость, снабдили ее насосом, и теперь смазывающий материал из нее подают по гибкому шлангу в наконечник, которым дозированно наносят смазку непосредственно на рабочую поверхность формы.

Плотность 1 м³ изготавливаемого пенозолобетона составляет 900 кг/м³, масса одного блока размером 50×20×40 см (объемом 0,027 м³) — 29...31 кг.

Из таких блоков ПМК-6 Курск-

агропромстроя возводит одноэтажные двухквартирные (по три комнаты в каждой) дома (рис. 2...5). Чердачным перекрытием домов служат многопустотные железобетонные плиты. Каждый дом отличается один от другого и формой (приданию многообразия строениям способствует мелкий ячеистобетонный блок), и рисунком облицовки, и вариациями использованных красок.

Кладка стен ведется на обычном строительном растворе. Толщи-

на стен, как принято в природно-климатических условиях Курской обл., составляет 50 см, т. е. в один блок. Такие стены создают комфортную жилую среду в квартирах.

С 1982 по 1991 гг. ПМК-6 построено из мелких неавтоклавных пенозолобетонных блоков 40 одноэтажных двухквартирных домов усадебного типа. Спрос на этот материал огромен со стороны как коллективных, так и индивидуальных застройщиков. Увеличе-

ние объемов производства блоков сдерживают перебои с обеспечением пенообразователем, а также необходимость улучшения инженерных решений в цехе производства пенозолобетонных блоков.

Опыт коллектива ПМК-6 Курск-агропромстроя по освоению производства прогрессивного материала и применению его в деле, несомненно, заслуживает внимания других сельских строительных организаций.

В помощь строительным лабораториям

УДК 691.327:539.4.002

В. В. НИКИТИН, инж. (НИИМосстрой Мосстройкомитета)

Прибор для определения прочности строительных материалов

При производстве строительномонтажных работ, а также реконструкции и ремонте зданий и сооружений возникает необходимость в определении фактической прочности различных строительных материалов.

В настоящее время для определения прочности строительных растворов и бетонов повсеместно используют гидравлические прессы для испытания образцов-кубов на сжатие в соответствии с методикой ГОСТ 5802 (Растворы строительные), СН 290—74 (Инструкция по приготовлению и применению строительных растворов), ГОСТ 24992 (Конструкции каменные. Метод определения прочности сцепления в каменной кладке. Прил. 1), ГОСТ 10180 (Бетон тяжелый. Методы определения прочности на сжатие и растяжение), ГОСТ 17624 (Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности) и др.

Перечисленные разрушающие и неразрушающий ультразвуковой методы определения прочности бетонов и растворов позволяют производить контроль как по отобран-

ным образцам, так и непосредственно в строительных конструкциях. Для проведения испытаний в лабораторных условиях образцы-кубы изготовляют из растворных и бетонных смесей.

Прочность раствора, взятого из горизонтальных швов кирпичной кладки, определяют испытанием на сжатие кубов с ребрами 3...4 см, изготовленных из двух пластинок в виде квадрата, сторона которого в 1,5 раза должна превышать толщину пластинки, равную толщине шва. Для получения кубов пластинки склеивают и выравнивают их поверхность с помощью тонкого слоя гипсового теста толщиной 1...2 мм.

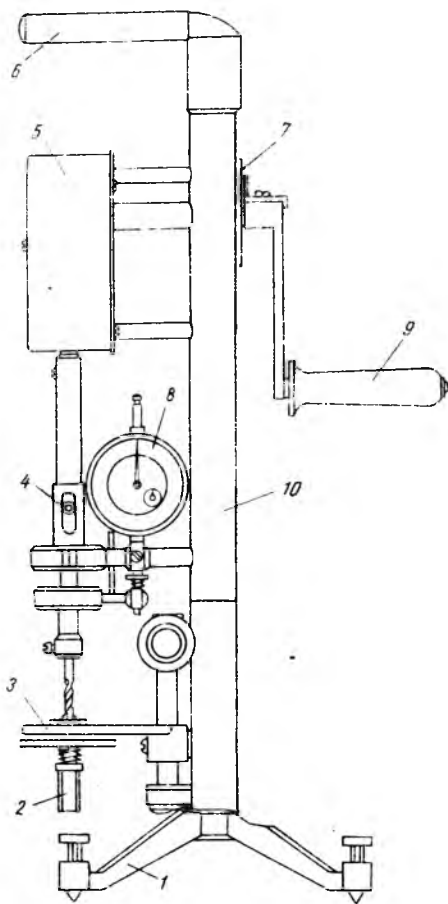
Разработанный прибор предназначен для определения прочности строительных материалов (растворов, бетонов и др.) методом сверления непосредственно в швах и стыках конструкций кирпичных и полносборных зданий и сооружений, а также в лабораторных и полевых условиях на образцах любой геометрической формы.

Прибор (см. рисунок) представ-

ляет собой разъемную стойку с закрепленными на ней опорой, ручкой, редуктором, устройствами для сверления и зажима образцов и индикатором. Для определения прочности строительных растворов, бетонов и других материалов непосредственно в конструкциях нижнюю часть стойки с прижимным устройством снимают. Опору прибора переставляют на верхнюю часть стойки и стопорят винтом. Глубина погружения сверла в материал предварительно регулируется винтами на опоре. Прибор устанавливают на плоскую часть поверхности конструкции и фиксируют в заданном положении острыми концами винтов, имеющихся на опоре, и ручек. Вращением рукоятки производят сверление испытуемого материала. Прочность материала регулируется индикатором.

Принцип действия прибора основан на выявленной экспериментальным путем прямой зависимости между числом оборотов рукоятки, глубиной погружения сверла под действием пружины с определенным усилием и прочностью материалов. Сверла применяют из твердосплавных материалов. Для обеспечения постоянной режущей способности их затачивают до получения двух отдельных плоских наклонных зубцов.

Для испытания образцов строительных материалов (растворов, бетонов и др.) в лабораторных ус-



Прибор для определения прочности строительных материалов

1 — опора; 2 — столик с винтом; 3 — упорная рамка; 4 — устройство для сверления; 5 — редуктор; 6 — ручка; 7 — круг; 8 — индикатор; 9 — рукоятка

ловиях или на строительных площадках прибор устанавливают на стол или другое опорное приспособление и закрепляют болтами. Образец, подлежащий испытанию, зажимают между подпружиненным столиком с винтом и упорной рамкой, посаженной на вертикально перемещающееся устройство, и испытывают по описанной выше методике.

При использовании прибора, работающего по методу сверления, исключаются изготовление большого числа образцов из растворов, бетонных смесей и других материалов, отбор проб из швов и стыков

конструкций зданий и сооружений, а также выпиливание кубов из отобранных проб и последующих технологических процессов.

Прибором можно оценивать качество строительных материалов любой прочности не только в наружных слоях, но и на глубине от поверхности. Пользование прибором не требует больших знаний и опыта. Он прост в изготовлении и эксплуатации; небольшие масса и габариты позволяют легко транспортировать его на строительных объектах.

Вышеперечисленные качества способствуют сокращению расхода цемента и других материалов, времени и трудозатрат на испытание строительных материалов, улучшению текущего и конечного контроля их качества в конструкциях зданий и сооружений, ускорению производства строительно-монтажных работ. Это дает значительный экономический эффект.

С конструкцией и чертежами прибора можно ознакомиться в лаборатории производственных испытаний и исследований по адресу: 117192, Москва, Винницкая ул., д. 8. Тел. 143-58-52, 147-42-41.

В помощь проектировщику

УДК 624.073

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); В. С. ДОРОФЕЕВ, канд. техн. наук, И. В. ШЕХОВЦОВ, инж. (Одесский инженерно-строительный ин-т)

Прочность и деформативность плит на продавливание

В последнее время уделяется большое внимание изучению местного воздействия нагрузки. Распространение в практике строительства безбалочных перекрытий, кессонных фундаментов, ростверков и т. д. с большой сосредоточенной нагрузкой требует исследования в данной области. Существующая методика расчета, приведенная в действующих нормах на продавливание железобетонных

плит без поперечной арматуры, не полностью отражает несущую способность конструкции при $c/h_0 = 1 \dots 3$. Прогиб плит практически не изучали и оценка этого явления в отечественных нормах отсутствует.

С целью усовершенствования методов расчета плит, опертых по контуру, без поперечной арматуры на продавливание в Одесском инженерно-строительном институте

совместно с НИИЖБом испытали опытные образцы плит, отличающиеся высотой h (10, 15, 20 и 25 см). Размеры плит в плане приняли 900×500 , 900×900 , 900×1300 , что соответствовало $l_1/l_2 = 0,5, 1$ и $1,5$ (см. таблицу). Продавливание производили квадратным штампом размером 300×300 по центру, что гарантирует отсутствие местного смятия бетона под ним. Запроектированы плиты были таким образом, чтобы разрушение происходило от продавливания. Прочность бетона при сжатии оказалась одинаковой и составляла 24, 27 МПа. Все плиты армировали сетками из арматуры класса А-III с шагом 100 мм и $\beta = 1\%$. Толщину и геометрические размеры варьировали независимо по ортогональным осям с пре-

делах $c/h_0=0,5...3,5$ (рис. 1).

Образцы испытали на силовой раме с шарнирным опиранием по контуру в гидравлической машине ИПС-1000. Равномерность передачи усилий от опоры обеспечивали распределительные металлические пластины с выравнивающим слоем раствора.

Проволочными тензорезисторами измеряли продольные и поперечные деформации бетона поверхностей плит. Индикаторами часового типа фиксировали перемещения нижней поверхности опытных образцов по центру и по границам штампа.

Для выяснения возможности использования балочной схемы при расчете экспериментальных плит изготовили серию балок. Она состояла из образцов без поперечной арматуры, шириной сечения 10 см, высотой 10, 15, 20 и 25 см, пролетом 40, 80 и 120 см. Прочность бетона и класса продольной арматуры ($\mu=2\%$) приняли одинаковыми.

Для исследования процессов образования и развития трещин, образующих пирамиду продавливания, изготовили квадратные плиты ($h=15$ см) с четырьмя и восемью отверстиями. Эти модели плит представляли собой систему из двух и четырех перекрестных балок с обвязкой по контуру (см. рис. 1). По нашему мнению, они могут явиться переходным звеном при совместном исследовании плит и балок. Процент продольного армирования и прочность бетона приняты такими же, как для балок.

Перед началом испытаний во время обработки поверхности специальными составами, содержащими танин, обнаружили технологические трещины [1]. Первые трещины зафиксированы под контуром штампа при нагрузке $(0,2...0,3)P_u$, что соответствует моменту трещинообразования, подсчитанному по методике ЦНИИЭП жилища [2]. Далее трещины располагались параллельно стержням арматуры в сетке. С ростом внешней нагрузки образовывались диагональные трещины, а на боковых гранях наклонные, направленные к верхним углам граней. Перед разрушением возникли трещины на верхней поверхности плит. За разрушение принимали резкое перемещение штампа. Кинетику образования пирамиды продавливания устанавливали на моделях плит, состоящих из двух пересекающихся ба-

Рис. 1. Экспериментальные образцы плит (а) и моделей плит (б)

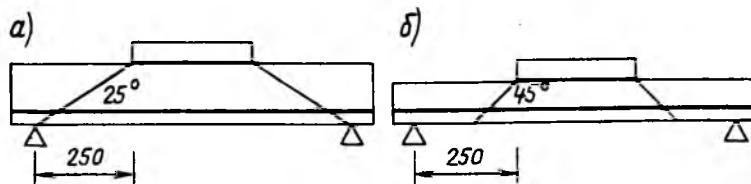
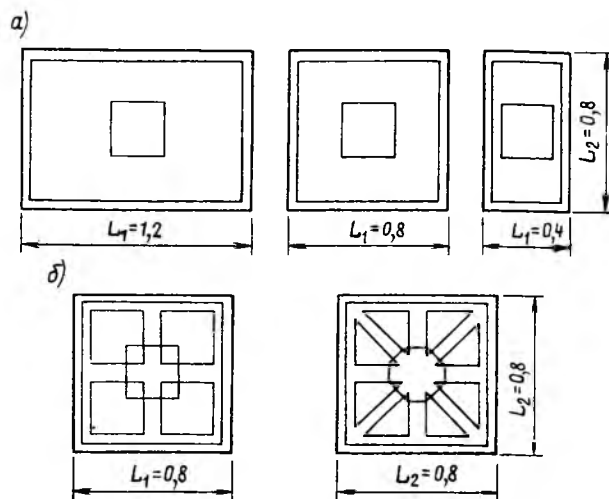


Рис. 2. Угол наклона боковой грани пирамиды продавливания при $c/h_0=2$ (а) и $c/h_0=3,5$ (б)

лок, которые разрушались по наклонной трещине, как и обычные балки. Трещина в верхней части сечения балки была направлена к опоре и штампу. В моделях, состоящих из четырех пересекающихся балок, наклонные трещины появились на осевых балках аналогично, но перед самым разрушением образовывались наклонные трещины на диагональных балках. Анализируя данные результаты, можно заключить, что трещина, формирующая пирамиду продавливания в плитах, начинает развиваться в верхней части сечения на главных осях симметрии и растет к штампу и опоре. Одновременно трещина развивается к диагоналям плиты, образуя замкнутую наклонную трещину, т. е. фигуру продавливания. Трещины от внешней нагрузки проходят по границам раздела структурных блоков и совпадают с технологическими.

В результате исследований уста-

новлено, что угол наклона грани фигуры продавливания зависит от c/h_0 . По СНиПу предполагается, что угол наклона равен 45° и начинает увеличиваться, когда $c/h_0 < 1$. Но в интервале $1 < c/h_0 < 2...2,5$ угол наклона боковой грани уменьшается, о чем свидетельствуют результаты экспериментальных исследований: при $c/h_0=1,5$ $\alpha=34^\circ$; при $c/h_0=2$ — 25° ; при $c/h_0=3,5$ — 45° (рис. 2). Изменение угла наклона существенно влияет на, несущую способность плит при продавливании.

При испытании плит различной толщины и геометрических размеров в плане, а следовательно, и с разным c/h_0 , отмечено увеличение несущей способности в интервале $(0,5...3,5)c/h_0$ результаты исследований предельной несущей способности приближаются к данным, подсчитанным по СНиП 2.03.01— 84° . При $(1...2,5)c/h_0$ происходит недооценка несущей

Ширина плиты, м	l_1 , м	Толщина, м	F^h , кН	$F_{\text{СНиП}}$, кН	$F_{\text{пред}}$, кН
0,5	0,4 ¹	0,10/0,07 ²	600	282	564
0,9	0,8	0,10/0,07	240	202	242
0,9	0,8	0,15/0,12	630	393	525
0,9	0,8	0,20/0,17	1000	623	920
0,9	0,8	0,25/0,22	1500	892	1441
1,3	1,2	0,15/0,12	500	393	525
1,3	1,2	0,20/0,17	960	623	920
1,3	1,2	0,25/0,22	1400	892	1441

Примечания: 1. $l_2=0,8$ м. 2. Перед чертой h , после черты h_0 .

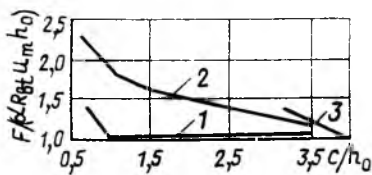


Рис. 3. Относительная несущая способность плит

1 — по СНиП 2.03.01 — 84*; 2 — по эксперименту, 3 — по изгибающему моменту

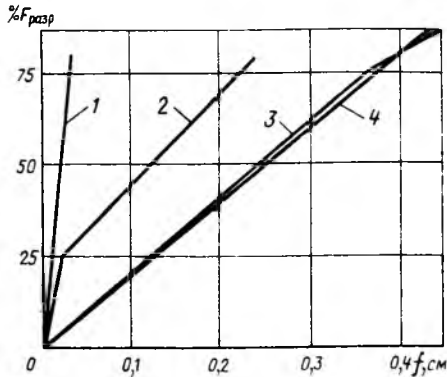


Рис. 4. Прогиб плит при продавливании

1 — по методике расчета упругих изотропных плит; 2 — по методике [2]; 3 — по эксперименту; 4 — по предложению авторов

способности плит на продавливание. Для плит с различным c/h_0 в двух направлениях решающую роль играет меньшее отношение. В образцах со стесненным продавливанием в одном направлении ($c/h_0=0,7$) и свободным ($c/h_0=3,5$) в другом несущая способность увеличилась в 2 раза. Это повышение связано с изменением геометрии пирамиды продавливания, т. е. угла наклона ее грани. В случае стесненного продавливания большое влияние оказывают силы зацепления в наклонной трещине, что с уменьшением c/h_0 до 0 (или увеличением угла до 90°) приведет к чистому срезу бетона.

Из этого следует, что при $c/h_0 < (2,5...3)$ методика СНиПа требует уточнения, при больших значениях c/h_0 она справедлива, но необходимо учитывать возможность разрушения от изгибающего момента (см. рис. 3). При этом продавливающая нагрузка

$$F = F_1 + F_2, \quad (1)$$

где F_1, F_2 — продавливающая нагрузка по формуле (107) СНиПа и с учетом c/h_0 .

$$\text{Тогда } F = \alpha_1 R_{bt} u_m h_0 + \frac{\alpha_1 R_{bt} u_m h_0^2}{c}, \quad (2)$$

где α_1 — коэффициент, полученный по результатам опытов: $\alpha_1 = 0,7$.

Предлагаемая зависимость дает хорошее совпадение с опытными данными — $F^{th}/F^{пса} = 0,95...1,17$ (см. таблицу).

Анализ результатов исследования деформаций поверхности плит, полученных по проволочным тензорезисторам, показал, что при действии внешней нагрузки на верхней стороне штампа возникают деформации сжатия, а над опорой — растяжения. На нижней поверхности плиты отмечается обратная закономерность. Аналогичная картина распределения деформаций зафиксирована по результатам показаний тензорезисторов, расположенных на диагоналях плит. В плитах с большей высотой h растягивающие напряжения над опорой больше, чем в тонких плитах.

Численные исследования, проведенные в Киевском инженерно-строительном институте, подтверждают также предположение, что в зоне образования трещин продавливания наблюдаются сдвиговые деформации. В ходе экспериментов измеряли перемещения нижней поверхности опытных образцов. Прогибы плит, опертых по контуру, до нагрузки $(0,7...0,8)P_u$ имеют линейный характер, а с увеличением нагрузки — нелинейный. Можно предположить, что при такой нагрузке сформировалась критическая поверхность пирамиды продавливания. С увеличением толщины плит при фиксированных размерах в плане, т. е. с уменьшением c/h_0 прогиб плит уменьшается. При анализе экспериментальных данных авторы столкнулись с проблемой сравнения полученных результатов с существующими методиками. Для толстых плит с таким сочетанием нагрузки в зарубежной и отечественной литературе данных не обнаружено. Поэтому сравнение производили по зависимостям для тонких плит. Теоретические прогибы оказались в 8...10 раз меньше опытных (рис. 4). Сравнение результатов исследований с методикой расчета [2] также дало расхождение в 5...8 раз. Но ввиду того, что последняя методика довольно хорошо зарекомендовала себя на практике, целесообразно предусмотреть в ней переменный коэффициент, отражающий реальную работу плит, опертых по контуру, без поперечной арматуры при $c/h_0 = 1...3,5$, и косвенно учитывает сдвиговую составляющую. За основу приняли зависимость расчета прогибов плит, опертых по контуру, при замене продавливающей нагрузки на равномерно рас-

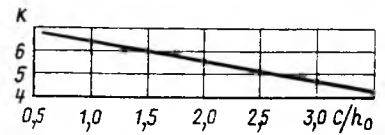


Рис. 5. Зависимость K от c/h_0

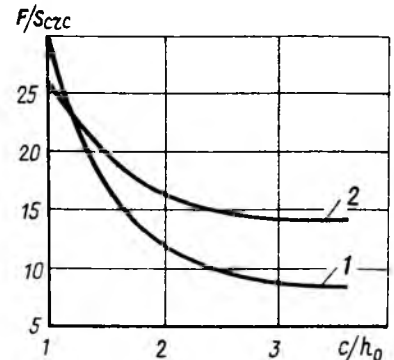


Рис. 6. Относительная несущая способность опытных образцов балок (1) и плит (2) к поверхности разрушения

пределенную [2]

$$f = \frac{\varphi_1 b l^4}{12 E_b I_{red}} \beta_1 \varphi_1 K, \quad (3)$$

где φ_1, β_1 — коэффициенты, которые определяют по рекомендациям [2]; K — коэффициент, зависящий от c/h_0 .

Данная зависимость представлена на рис. 5. Сравнение предложенной усовершенствованной методики дает хорошее совпадение с полученными результатами испытаний плит на продавливание.

Сопоставление балок, моделей плит и плит производили по отношению разрушающей нагрузки к площади поверхности наклонных трещин. Результаты для квадратных плит и балок с $l_1 = 80$ см приведены на рис. 6. Из рис. 6 следует, что при $c/h_0 (1,5...2)... (3,5...4)$ применение балочных зависимостей с учетом поправочного коэффициента на пространственную работу для расчета плит вполне приемлемо, при меньших — нецелесообразно.

Выводы

Принятая методика расчета плит на продавливание недооценивает прочность плит при $c/h_0 < 3,5$. Рекомендуются определять несущую способность плит для $c/h_0 = 0,5...3,5$ по зависимости (2). Угол наклона боковой грани фигуры продавливания меньше 45° при $(1...3)c/h_0$, что приводит к увеличению поверхности пирамиды. Трещина, образующая пирамиду продавливания, имеет объемный характер развития, т. е. развивается к опоре и штампу и одновре-

менно к диагоналям плиты. Предлагаемая методика расчета прогиба плит, опертых по контуру, при продавливании позволяет получать более точные результаты

при $c/h_0=0,5...3,5$ при $K=(7,63...0,9)(c/h_0)$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Соломатов В. И., Выровой В. Н., Залесов А. С., Дорофеев В. С. Технологическая поврежденность компо-

зиционных строительных материалов и конструкций // Транспортное строительство. — 1990. — № 7. — С. 39—40.

2. Рекомендации по расчету плит перекрытий крупнопанельных зданий с учетом пространственной работы. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1983. — 95 с.

УДК 624.012.35:620.191.33

Э. Г. ЕЛАГИН, канд. техн. наук (МИСИ)

Расчет по раскрытию трещин при совместном действии изгибающего и крутящего моментов и продольной силы

В СНиП 2.03.01—84 отсутствуют рекомендации по определению ширины раскрытия трещин, возникающих от совместного действия изгиба с кручением. Автором рассмотрен сложный случай комбинированного силового воздействия, когда наряду с изгибающим M и крутящим T моментами к железобетонному элементу сплошного и пустотелого прямоугольного сечения приложена центрально растягивающая или сжимающая продольная сила N .

При действии кратковременных нагрузок по аналогии с оценкой ширины раскрытия трещин пластин [1] вместо σ_s/E_s , η , μ , d в формуле (144) норм примем $\epsilon_{n,j}$; $\eta_{red,j}$; μ_{red} ; $d_{red,j}$ [$\epsilon_{n,j}$ — средняя деформация элемента в направлении, перпендикулярном к линии трещин; индекс red означает приведение характеристик поперечной и продольной арматуры к обобщенным значениям; $j=1, 2, 3$ — точки оценки ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента (см. рисунок).

Для нахождения $\epsilon_{n,j}$ используют положения геометрической теории деформации в точке механики деформируемых сплошных сред. Сумма относительных деформаций по трем ортогональным направлениям инварианта к ортогональному преобразованию координатной системы, т. е.

$$\epsilon_{sw,j} + \epsilon_{sy,j} = \epsilon_{t,j} + \epsilon_{n,j},$$

где $\epsilon_{sw,j}$, $\epsilon_{sy,j}$ — средняя деформация хомутов и продольной арматуры; $\epsilon_{t,j}$ — деформация бетона полог между трещинами. В отличие от источника [1] здесь учитывают влияние $\epsilon_{t,j}$ на a_{crc} , поскольку для рассматриваемого случая деформирования, как показали эксперименты [2, 3], оно оказыва-

лось существенным. Также в отличие от источника [1] учтем сосредоточенное расположение продольных арматурных стержней. Значения $\epsilon_{sy,j}$ и $\epsilon_{sw,j}$ можно выразить через внешние усилия M , T и N на основании положений [4], $\epsilon_{t,j}$ принять по [1].

В результате получили зависимости для нахождения ширины раскрытия трещин

$$a_{crc} = \epsilon_{nj} \delta \eta_{red,j} 20 \times \times (3,5 - 100 \mu_{red,j}) \sqrt{d_{red,j}},$$

где

$$\begin{aligned} \epsilon_{n,1,3} &= M(n_5 z - n_8) + T(n_6 + n_5 n_3 z) + N[n_5 z(z - 0,5 h_1) - n_7]; \\ \epsilon_{n2} &= M[n_5(z - 0,5 h_1) - n_1 0,5 h_1] + \\ &+ T[n_5 n_3(z - 0,5 h_1) + (n_1 n_4 - n_2) \times \\ &\times 0,5 h_1 + n_9] + N[n_5(z - 0,5 h_1)^2 + n_1 \times \\ &\times 0,5 h_1^2 - n_{10}]; \\ n_1 &= \frac{\cos^2 \alpha_3 + \sin^2 \alpha_3}{A_b' z^2}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_2 &= \left(\frac{1}{E_{bn}} - \frac{1}{E_{bt}} \right) \frac{\sin \alpha_3 \cos \alpha_3}{W_{pb1} z}; \\ n_3 &= \frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{2 b_1 h_1} \left\{ \frac{h_1}{6} \left(b_1 + \frac{h_1}{6} \right) + \right. \\ &+ \left(\frac{5}{6} h_1 - x_1 \right) \times \left[b_1 + \frac{h_1}{3} + \right. \\ &\left. \left. + \left(\frac{5}{6} h_1 - x_1 \right) \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{\operatorname{tg} \alpha_1} \right] \right\}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_4 &= \frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{2 b_1 h_1} \left[\frac{b_1 x}{2} + \frac{h_1}{3} \left(\frac{h_1}{12} + \frac{x}{2} \right) + \right. \\ &+ \left. \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{\operatorname{tg} \alpha_1} \left(\frac{5}{6} h_1 - x_1 \right) \left(\frac{h}{2} + \frac{2 h_1}{3} \right) \right]; \end{aligned}$$

$$n_5 = \frac{\psi_s}{E_s(A_s, red z^2 + k_s z)};$$

$$n_6 = \frac{\left(\frac{h_1}{3} + b_1 \right) \psi_{sw} 10,4}{A} +$$

$$+ \frac{1,6 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1}{v_{crc,1} E_b W_{pl,1}};$$

$$A = b_1 h_1 E_{sw} \left[f_{sw} \left(\frac{h_1}{3} + b_1 \right) \operatorname{tg} \alpha_1 + k_{sw} \right];$$

$$n_7 = \frac{\sin^2 \alpha_3}{E_b A_{red}}; \quad n_8 = \frac{0,5 h_1 \sin^2 \alpha_1}{I_{red} E_b};$$

$$\begin{aligned} n_9 &= \frac{\Psi_{sw,2} 0,75}{b_1 h_1 E_{sw} f_{sw} \operatorname{tg} \alpha_2} + \frac{3 \sin \alpha_2 \cos \alpha_2}{v_{crc,2} E_b W_{pl,1}}; \\ n_{10} &= \frac{\sin^2 \alpha_2}{E_b A_{red}}; \end{aligned}$$

$\delta=1, 2$; α_j — угол наклона трещин к плоскости поперечного сечения элемента; E'_{bn} , E'_{bt} — модули деформаций бетона сжатой зоны перпендикулярно и вдоль оси ортотропии; $W_{pb,1}$ — пластический момент сопротивления при кручении; k_s , k_{sw} — составляющие, учитывающие действие касательных усилий в стержнях продольной и поперечной арматуры в трещине; A'_b — приведенная площадь сжатой зоны бетона в плоскости поперечного сечения элемента; $x_1 = x - \frac{h-h_1}{2}$; ψ_s ,

$\psi_{sw,j}$ — коэффициенты, учитывающие работу растянутого бетона на участках с трещинами для растянутой от изгиба продольной арматуры и хомутов; $v_{crc,j}$ — отношение модуля деформаций сжатого бетона на участках между наклонными к продольной оси трещинами к начальному модулю упругости бетона;

$$A_{s, red} = \frac{h_s}{h_1}; \quad f_{sw} = \frac{A_{sw}(b_{sw} + h_{sw})}{S(b_1 + h_1)};$$

$$f_{s, max} = \frac{1,5 A_{s, red}}{h_1 + b_1};$$

индексы sw и s относятся к поперечной и продольной арматуре;

$$f_{s, red} = f_{sw} \sin^2 \alpha_j + f_{s, max} \cos^2 \alpha_j \beta_j;$$

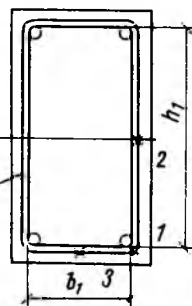
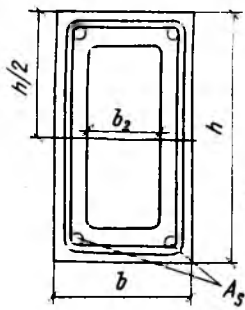
$$\mu_{red,j} = \frac{2 f_{s, red}}{b - b_2} \leq 0,02;$$

$$\eta_{red,j} = \frac{\eta_{sw} f_{sw} \sin^2 \alpha_j}{f_{s, red,j}} + \frac{\eta_{s, max} \cos^2 \alpha_j \beta_j}{f_{s, red,j}};$$

$$d_{red,j} = \frac{d_{sw} f_{sw} \sin^2 \alpha_j}{f_{s, red,j}} + \frac{d_{s, max} \cos^2 \alpha_j \beta_j}{f_{s, red,j}};$$

β_j — коэффициент, учитывающий сосредоточенное расположение стержней продольной арматуры; $\beta_{13}=0,25$; $\beta_2=1$; α_j — угол наклона трещины к плоскости поперечного сечения элемента;

$$\operatorname{tg} 2\alpha_j = \frac{6\tau}{\sigma_{by,j} - \sigma_{bx,j}};$$



Геометрические параметры поперечных сечений и точки вычисления ширины раскрытия трещин

$$\times \frac{(3,5-100\mu_s)}{s(h_1-x_1)} \times \{ \operatorname{tg} \alpha_1 [b_1 z (h_1 - x_1) + \frac{h_1}{3} (z - \frac{h_1}{12}) (\frac{11}{12} h_1 - x_1)] + \operatorname{tg} \alpha_2 (\frac{5}{6} h_1 - 2x_1) \frac{5}{6} h_1 (z - \frac{7}{12} h_1 + x_1) \};$$

$$k_{sw} = \frac{0,2 d_s^2 \eta_{sw} \sqrt{10 d_{sw}} (3,5 - 100 \mu_s) k}{\sqrt[4]{\left(\frac{E_{sw}}{E_b}\right)^3 d_s}}$$

d_{sw} , d_s — диаметры хомутов и стержней продольной арматуры, см.

Высоту сжатой зоны x и расстояние между равнодействующими усилий в сжатой зоне над трещиной и в растянутой продольной арматуре z определяют согласно указаниям п. 4.28 СНиПа с увеличением изгибающего момента M на приращение момента ΔM . $\Delta M = T n_3$ представляет момент от усилий в ветвях хомутов у вертикальных граней элемента и касательных усилий в продольной арматуре; момент образования трещин $T_{cr,j}$ вычисляют по рекомендациям [5].

Было проведено сравнение данных опыта [2, 3] по раскрытию трещин с вычисленными значениями a_{cr} . 35 опытных балок с размерами поперечного сечения 20×36 см, с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой испытали

при $T/M = 0,3; 0,6; \infty$. Прочность бетона колебалась в пределах 16...39 МПа. Балки имели сплошное и пустотелое сечения, продольное армирование $4 \varnothing 14$ и $18 A-III$ и $At-VI$. Поперечное армирование из стержней $\varnothing 10$ и $12 A I$ с шагом 4 и 8 см. Как правило, вычисленные значения a_{cr} , отличаются от опытных величин не более, чем на 10...15 %.

τ , $\sigma_{by,j}$ — касательные и нормальные напряжения в бетоне в момент образования трещин; $\sigma_{bx,j}$ — напряжения в бетоне от усадки; $\psi_{sw,j} = 1,15 - \psi_{is} \psi_{mt} \leq 1$ поскольку в данном случае поперечная арматура ненапрягаемая. ψ_s для продольной арматуры определяют согласно указаниям п. 4.29 СНиПа; принимают по табл. 36 норм, а

$$\psi_{mt} = \frac{T_{cr,o,j}}{T - T_{cr,j} + T_{cr,o,j}}$$

T — крутящий момент рассматриваемого уровня нагружения; $T_{cr,j}$ — крутящий момент образования трещин; $T_{cr,o,j}$ — то же без учета усилия N ;

$$v_{cr} = \left(\frac{T_{cr,j}}{T}\right)^2 v_1 + \frac{T_{cr,j}}{T} \alpha \mu;$$

$$\mu = \frac{f_{sw} \cos^2 \alpha_2}{b - b_2} + \frac{f_{st} \sin^2 \alpha_2}{b - b_2};$$

$$f_{s,1} = \frac{A_{s,red,1}}{b_1}; \quad f_{s,2} = \frac{A_{s,red,2}}{h_1};$$

$$v_1 = \frac{1}{3 - \frac{b}{b_1}};$$

$$k_s = \frac{0,05 d_s^2 \eta_s \sqrt{10 d_s}}{\sqrt[4]{\left(\frac{E_s}{E_b}\right)^3 d_{sw}}} \times$$

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами. — М.: Стройиздат, 1976. — 240 с.
2. Экспериментальные исследования деформативности железобетонных стержней прямоугольного сечения при совместном действии изгибающего и крутящего моментов / В. Н. Байков, Э. Г. Елагин, В. А. Вернигор, А. И. Туров. — М., 1985. С. 22—37. — Деп. по ВНИИИС Госстроя СССР, № 5891.
3. Елагин Э. Г., Туров А. И. Опытные перемещения железобетонных балок сплошного и пустотелого поперечного сечения, подверженных изгибу с кручением. — М., 1988. — С. 1—16. — Деп. во ВНИИИС Госстроя СССР, № 8086.
4. Елагин Э. Г., Антонова Л. Д. Единая расчетная модель по определению деформаций железобетонных стержней при совместном действии изгибающего и крутящего моментов // Железобетонные конструкции сельских зданий. — М.: ЦНИИЭПсельстрой. 1985. — С. 36—41.
5. Елагин Э. Г., Туров А. И. Сопротивление образованию трещин железобетонных балок сплошного и пустотелого прямоугольного сечения, подверженных одновременному действию изгиба с кручением. — М., 1988. — С. 17—24. — Деп. во ВНИИИС Госстроя СССР, № 8087.

Вниманию специалистов!

НИИ строительства Эстонии предлагает новый прибор с микропроцессорной системой для контроля прочности, однородности, класса бетона по прочности на сжатие ВСМ (по ГОСТ 22690).

С запросами обращаться: 200001, г. Таллинн, бульвар Эстония, 7, тел. 45-41-58, факс 42-23-25, О. Ю. Саммал.

Прочность и перемещения монолитных железобетонных плит перекрытий со стальным профилированным настилом

Использование полных диаграмм σ — ϵ в расчетах прочности и перемещений железобетонных элементов с гибкой арматурой получает все более широкое распространение [1]. Такой подход к расчету прочности и перемещений монолитных железобетонных плит перекрытий со стальным профилированным настилом находится в стадии формирования [2].

В МИСИ исследовали прочность и перемещения балочных плит пролетом 6 м, высотой 220 мм под нагрузку до 12 кПа с профилированным настилом марки Н80-674-1, ориентированным широкой полкой вниз. Он изготовлен на Челябинском заводе с рифлением для улучшения сцепления с бетоном. В опытных плитах укладывали гибкую арматуру (рис. 1).

Всего испытали три плиты, при этом варьировали число концевых стержней-анкеров, количество промежуточных опор в процессе бетонирования и степень начального выгиб настила.

Плиты загружали по однопролетной балочной схеме четырьмя сосредоточенными силами на всю ширину плиты. При этом измеряли прогибы на всех стадиях работы, деформации настила, бетона и гибкой арматуры, сдвиги настила относительно бетона на торцах. Механические свойства стали устанавливали в результате испытаний на растяжение плоских образцов размером 20×300 мм, вырезанных из широких и узких полок и стенок профиля. Механические свойства гибкой арматуры и бетона определяли по стандартным методикам.

Экспериментами [3] установлено, что монолитные плиты при пролетах 6 м нуждаются на стадии бетонирования в промежуточных опорах, которыми могут служить винтовые домкраты, обеспечивающие, кроме того, предварительный выгиб настила при закрепленных концах. Испытаниями выявлено, что на опорах следует устанавливать по два анкерных стержня диаметром 14 мм в каждой волне.

При этом достигается исчерпание несущей способности плит в нормальных сечениях.

Для расчета прочности в нормальных сечениях и перемещений плит на разных стадиях загрузки разработали и проверили дискретные модели для сечений и балочных элементов с использованием полных диаграмм деформирования материалов σ — ϵ .

Зависимость между напряжениями и деформациями для бетона, настила и стержневой арматуры

$$\sigma = E\nu(\epsilon)\epsilon, \quad (1)$$

где $\nu(\epsilon)$ — коэффициент упругих деформаций, который подсчитывают по источнику [4].

Нормальные сечения задаются в дискретной форме совокупностью элементарных площадок бетона A_{bk} , листовой арматуры A_{nl} и гибкой арматуры A_{sm} , для чего сечение делят на 22 горизонтальные полоски (рис. 2).

Для статически определимых изгибаемых плит зависимость между внутренними силами и напряжениями для зоны чистого изгиба

$$\left. \begin{aligned} 0 &= C_{11}\epsilon_0 - C_{12}K, \\ M &= -C_{21}\epsilon_0 + C_{22}K, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где N — продольная сила в сечении при отсутствии распора: $N=0$; M — изгибающий момент в сечении, подсчитываемый для статически определимых плит из условия равновесия элементарными способами; ϵ_0 — неизвестная продольная деформация в сечении по линии координатной оси, назначаемой произвольно; K — неизвестная кривизна этой же оси; C_{11} — осевая жесткость сечения:

$$C_{11} = \sum_k E_b \nu_{bk} A_{bk} + \sum_l E_n \nu_{nl} A_{nl} + \sum_m E_s \nu_{sm} A_{sm};$$

C_{22} — изгибная жесткость сечения относительно горизонтальной оси, пересекающейся с продольной осью координат:

$$C_{22} = \sum_k E_b \nu_{bk} A_{bk} y_{bk}^2 + \sum_l E_n \nu_{nl} A_{nl} y_{nl}^2 + \sum_m E_s \nu_{sm} A_{sm} y_{sm}^2;$$

C_{12} — изгибно-осевая жесткость сечения:

$$C_{12} = C_{21} = \sum_k E_b \nu_{bk} A_{bk} y_{bk} + \sum_l E_n \nu_{nl} A_{nl} y_{nl} + \sum_m E_s \nu_{sm} A_{sm} y_{sm};$$

Для статически определимых балочных плит при известном изгибающем моменте уравнение (2) позволяет проверять прочность по нормальному сечению, устанавливать несущую способность или подбирать параметры сечения. Эти расчеты производят на ЭВМ, но при этом отпадает необходимость употребления граничного значения относительной высоты сжатой зоны ϵ_b [5], не требуется отыскивать случаи расчета в зависимости от положения нейтральной оси, нет надобности вводить коэффициент условий работы настила γ_n .

Расчеты показывают (см. рис. 2), что напряжения в бетоне и настиле по мере увеличения уровня загрузки меняются по величине и характеру. Непосредственно перед разрушением по нормальному сечению напряжения в настиле достигают предельных значений по всей его высоте, напряжения в бетоне сжатой зоны характеризуются появлением нисходящей ветви в диаграмме σ_b — ϵ_b , напряжения в растянутом бетоне на уровне настила очень малы.

Для расчета статически неопределимых плит, например неразрезных, уравнение (2) недостаточно, так как внутренние силы в сечениях являются функциями

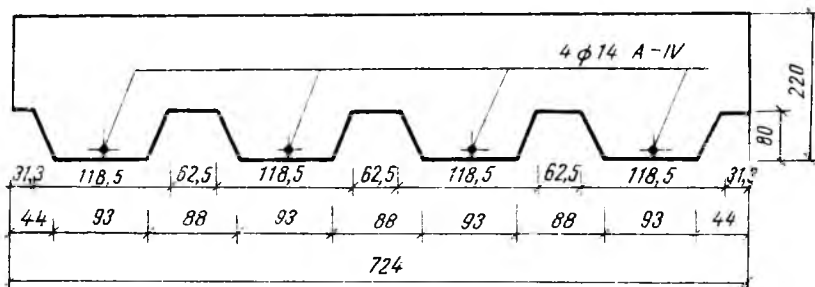


Рис. 1. Поперечное сечение опытных плит и их армирование

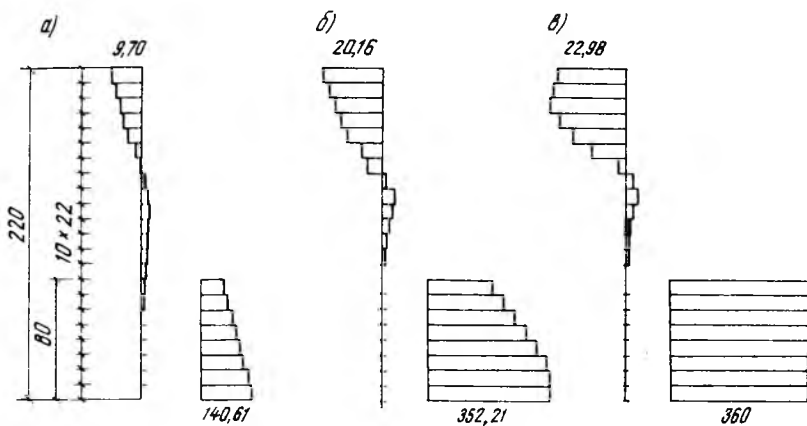


Рис. 2. Распределение напряжений в бетоне и настиле по высоте сечения
 а — $M = 0,25 M_{\text{ср}}^{\text{ал}}$; б — $M = 0,75 M_{\text{ср}}^{\text{сд}}$; в — $M = M_{\text{ср}}^{\text{ал}} = 1,04 M_{\text{ср}}^{\text{ср}}$

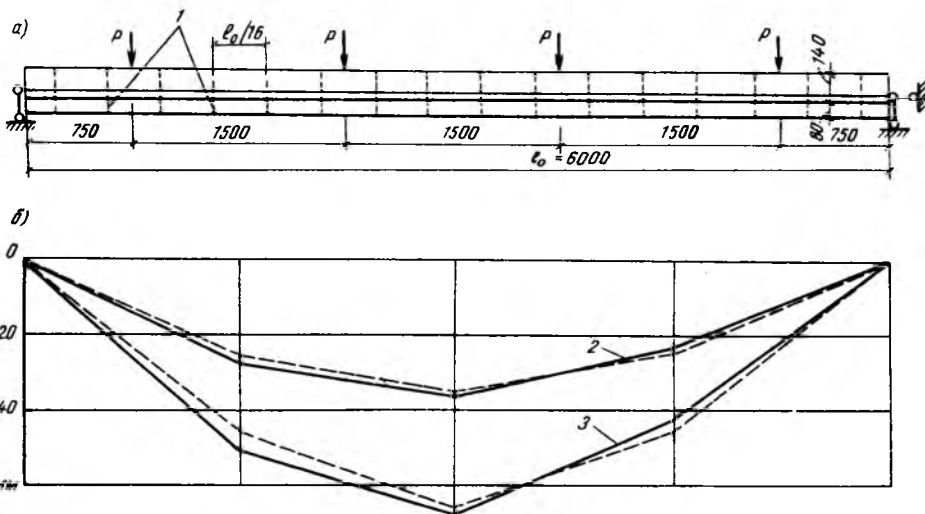


Рис. 3. Схема нагружения и разбивки плиты на элементы методом сосредоточенных деформаций (а) и прогибы (б)
 1 — плоскости сосредоточенных деформаций; 2 — $P = 1,75$; 3 — $P = 3,25$ кН; — — — — — опыт; - - - - - расчет

жесткостных характеристик, зависящих от уровня нагружения.

В этом случае решение задач о прочности и перемещениях плит удобно выполнять по методу сосредоточенных деформаций, механическую модель которого можно представить набором жестких элементов, между которыми введены упруго-пластические швы (плоскости сосредоточенных деформаций), отражающие свойства моделируемой конструкции (рис. 3).

Каждый элемент закрепляют связями в направлении возможных перемещений (два линейных и одно угловое) и записывают в матричной форме систему уравнений метода перемещений

$$\{P\} = [R(\{U\})]\{U\}, \quad (3)$$

где $\{P\}$ — вектор внешних сил, приведенных к узлам закрепления элементов метода сосредоточенных деформаций; $\{U\}$ — вектор искомых перемещений узлов; $[R(\{U\})]$ — нелинейная

матрица внешней жесткости, элементами которой являются реакции в связях закреплений от единичных взаимных смещений элементов по методу сосредоточенных деформаций.

Матрицу внешней жесткости получают по методам, принятым в строительной механике, с тем отличием, что при вычислении переменных (нелинейных) характеристик жесткости нормальных сечений последние задают в дискретной форме. Физическая ось элемента, как правило, не совпадает с геометрической вследствие развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре. Изгибные осевые и сдвиговые деформации по длине элементов в пределах между плоскостями сосредоточенных деформаций принимают постоянными. Все это, сохраняя физическую сущность задачи, существенно упрощает структуру матрицы.

Систему уравнений (3) решают

итерационным способом, так как при известном векторе внешних сил $\{P\}$ неизвестными являются перемещения $\{U\}$, и в то же время матрица внешней жесткости $[R(\{U\})]$ является функцией этих неизвестных перемещений.

Итерационный процесс сходится и, следовательно, несущая способность обеспечена, если соблюдается условие

$$\left| \frac{U_i - U_{i-1}}{U_i} \right| < \Delta, \quad (4)$$

где U_i, U_{i-1} — вертикальные перемещения посередине пролета на $(i-1)$ -й и i -й итерациях; Δ — некоторое малое число (точность расчета): $\Delta = 0,01$.

Если итерационный процесс расходится, т. е. не выполняется условие (4) за установленное число итераций (обычно не более 50), то это свидетельствует о неограниченном приращении перемещений конструкции и, следовательно, недостаточной несущей способности.

В структуре формул (3) заложена возможность вывода на печать подробной информации о напряженно-деформированном состоянии конструкции (распределении напряжений и деформаций в бетоне и настиле по высоте сечения аналогично рис. 2) и гибкой арматуре во всех элементах метода сосредоточенных деформаций, внутренних сил (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил), перемещений (вертикальных и горизонтальных смещений и углов поворота (см. рис. 3)).

Выводы

Разработанная методика, реализованная в программе на ЭВМ, позволяет определять прочность и перемещения монолитных железобетонных плит перекрытий по профилированным стальным настилам, обеспечивая хорошее совпадение с опытом при обширной информации о напряженно-деформированном состоянии конструкции на всех стадиях нагружения. При этом удается отказаться от некоторых условных коэффициентов и снять ограничения [5] по расчету статически неопределимых (неразрезных) плит при любой схеме нагружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В. Н. Байков, М. И. Додонов, Б. С. Расторгуев и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 16 — 18.

2. Додонов М. И., Бактыгулов К. Б., Кунжиев В. Х. Прочность и деформативность сборно-монолитных перекрытий с использованием стальных профилированных настилов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 12. — С. 7—9.
3. Каббуль Ахмед. Прочность и деформативность большепролетных желе-

зобетонных плит перекрытий со стальным профилированным настилом: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1991. — 17 с.

4. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Петров А. Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры //

Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 7—25.

5. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом — М.: Стройиздат, 1987. — 41 с.

УДК 624.012.35

С. К. ЯКОВЛЕВ, канд. техн. наук, Н. П. ВАЩЕНКО, М. И. БЕЛКИН, инженеры (Сибирский металлургический ин-т)

Работа внецентренно сжатых бетонных элементов при повторно статическом нагружении

В настоящее время в нормативных документах отсутствует методика расчета строительных конструкций на приспособляемость. Одна из основных причин этого заключается в малочисленности экспериментальных исследований приспособляемости повторно статических нагружений материалов и конструкций.

С целью получения экспериментальных данных испытали внецентренно сжатые бетонные элементы при повторно статическом нагружении. Образцы размером $130 \times 200 \times 800$ мм изготавливали в заводских условиях. Кубиковая прочность бетона на момент испытаний составляла 33...35,7 МПа. Призмная прочность бетона R_b , начальный модуль упругости E_b и коэффициент Пуассона μ определяли по испытаниям призм размером $100 \times 100 \times 400$ мм в соответствии с ГОСТ 24452. Для экспериментов использовали пресс ПСУ-250 (рис. 1). Всего испытали три серии образцов по четыре в каждой серии, причем два образца в каждой серии однократной нагрузкой, остальные — повторным нагружением (табл. 1). Продольные деформации бетона измеряли индикаторами ИЧ-10, установленными на базе 200 мм, и тензорезисторами с базой 50 мм. Поперечные деформации фиксировали тензорезисторами. Расположение тензорезисторов равномерно по высоте сечения образца позволяло измерить фактическую высоту сжатой зоны бетона на любом этапе нагружения и разгрузки.

Нагрузку прикладывали и снимали ступенями. При однократном нагружении и первых трех циклах повторного нагружения время выдерживания под нагрузкой на каждой ступени составляло 6...8 мин, при последующих циклах 2...3 мин. Повторное нагружение определенного уровня прекращали после стабилизации продольных деформаций (приращение деформаций за один цикл составляло $< 1\%$



Рис. 1. Разрушение внецентренно сжатого бетонного образца

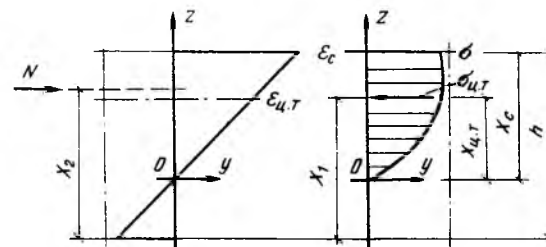


Рис. 2. Определение напряжений на уровне центра тяжести сжатой зоны бетона

полных деформаций предыдущего цикла), после чего уровень нагружения повышали, и так вплоть до разрушения образца. Стабилизация деформаций сжатого бетона в зависимости от уровня нагружения наступала при $n=6...12$.

Для высоких уровней нагружения координату центра тяжести и напряжения на уровне центра тяжести сжатой зоны бетона образцов (рис. 2) определяли следующим образом: площадь эпюры сжатого бетона

$$A_c = \int_0^{\epsilon_c} \sigma(\epsilon) dz, \quad (1)$$

где $\sigma(\epsilon)$ — теоретическая зависимость между напряжениями и деформациями сжатого бетона*;

в соответствии с гипотезой плоских сечений $z = \frac{\epsilon}{\kappa}$;

κ — опытная кривизна бетонного элемента: $\kappa = 1/r$.

После подстановок

$$A_c = \frac{1}{\kappa} \int_0^{\epsilon_c} \sigma(\epsilon) d\epsilon. \quad (2)$$

Статический момент эпюры напряжений сжатой зоны бетона относительно оси y

$$S_c = \frac{1}{\kappa^2} \int_0^{\epsilon_c} \sigma(\epsilon) \epsilon d\epsilon. \quad (3)$$

Координата центра тяжести эпюры напряжений сжатой зоны бетона

$$x_{ц.т} = \frac{S_c}{A_c}. \quad (4)$$

* Байков В. Н., Горбатов С. В. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура. — 1977. — № 6. — С. 15—18.

Таблица 1

Шифр образца	e_0 , мм	Уровень нагружения	x_1 , мм	x_2 , мм	$\sigma_{ц.т.}$ МПа
С1-4	50	0,93	154,7	150,5	30,14
	50	1,00	151,8	150,5	32,04
	50	0,94	153,5	150,3	30,65
С1-5	50	1,00	151,4	150,3	31,90
	70	0,93	169,3	172,8	30,25
С2-2	70	1,00	167,0	172,8	32,02
	70	0,93	174,7	172,3	31,13
	70	1,00	176,3	172,3	31,92
С2-3	70	1,00	176,3	172,3	31,92
	30	0,94	143,1	131,0	30,08
С3-2	30	1,00	141,9	131,0	31,21
	30	0,94	144,2	131,3	28,32
С3-3	30	1,00	146,3	131,3	31,01

Деформации бетона на уровне центра тяжести

$$\epsilon_{ц.т.} = \epsilon_c \frac{x_{ц.т.}}{x_c} \quad (5)$$

Напряжения на уровне центра тяжести сжатой зоны бетона

$$\sigma_{ц.т.} = \sigma(\epsilon) \text{ при } \epsilon = \epsilon_{ц.т.} \quad (6)$$

В результате (см. табл. 1) установлено, что при высоких уровнях нагружения координата центра тяжести сжатой зоны бетона близка к координате точки приложения продольного усилия. Стабилизация деформаций (приспособляемость) сжатого бетона наступает при напряжениях на уровне центра тяжести сжатой зоны бетона приблизительно равных призменной прочности бетона ($R_b = 31,98$ МПа).

Выявленные закономерности положены в основу расчетной схемы усилий и напряжений нормально-го сечения внецентренно сжатого бетонного образца при расчете на

Таблица 2

Шифр образца	N_{sh}^{th} кН	N_{sh}^{exp} кН	N_{sh}^{th} кН	N_{sh}^{exp} кН	$\frac{N_{sh}^{exp}}{N_{sh}^{th}}$	$\frac{N_{sh}^{th}}{N_{sh}^{th}}$
С1-4	404	367	433	395	0,91	0,933
С1-5	399	345	427	367	0,86	0,934
С2-2	255	238	273	255	0,93	0,934
С2-3	249	238	267	255	0,96	0,933
С3-2	568	610	608	650	1,07	0,934
С3-3	565	575	606	610	1,02	0,932

приспособляемость (рис. 3).

Для приведенной расчетной схемы справедливо равенство

$$0,5R_b A_{b2} \frac{y}{3} = R_b A_{b1} \times \times 0,5 \left(\frac{h}{2} - e_0 \eta \right), \quad (7)$$

где $A_{b1} = b \left(\frac{h}{2} - e_0 \eta \right)$;

$$A_{b2} = by; \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_c}}$$

После преобразований уравнение (7) сводится к виду

$$y = \sqrt{3} \left(\frac{h}{2} - e_0 \eta \right). \quad (8)$$

Несущая способность внецентренно сжатого бетонного элемента из условия приспособляемости

$$N_{sh} = 0,5R_b A_{b2} + R_b A_{b1}, \quad (9)$$

и после преобразований

$$N_{sh} = 1,666R_b b (0,5h - e_0 \eta). \quad (10)$$

Выполненные с использованием формулы (10) расчеты несущей способности бетонных элементов из условия приспособляемости N_{sh}^{th} достаточно хорошо совпадают с опытными значениями N_{sh}^{exp} (табл. 2). Несущая способность бетонных элементов из условия приспособляемости N_{sh}^{th} ниже несущей способности образцов при однократном нагружении N_{sh}^{th} , вычисленной по формуле (12) СНиП 2.03.01-84, на 6,6...6,8 %.

Выводы

В результате экспериментально-теоретических исследований разработана методика расчета несущей способности внецентренно сжатых бетонных элементов из условия приспособляемости.

Расчетная несущая способность внецентренно сжатых бетонных элементов из условия приспособляемости ниже несущей способности при однократном нагружении на 6,6...6,8 %.

Новое пособие

В настоящее время почти все заводы страны пользуются «Руководством по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций», разработанных НИИЖБом и изданных в 1975 г.

НИИЖБ подготовил новое Пособие по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций. Пособие состоит из 185 страниц машинописного текста с 35 рисунками и 31 приложения (97 страниц) с 45 рисунками.

Используя Пособие, можно сократить трудозатраты, улучшить качество изделий, умень-

шить процент брака, увеличить объем производства при том же расходе цемента.

По заявкам организаций НИИЖБ готов передать рукопись Пособия по договорной цене. Пособие будет направлено не позднее, чем через месяц после перевода денег на счет института. Кроме того, НИИЖБ может заключить договор на оказание консультативной помощи.

Адрес института: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6. Расчетный счет № 505804 в Волгоградском отделении МИБ, МФО 20101, тел.: 171-93-71 (Павлова Л. П.), 174-85-48 (Масленников Ю. Л.).

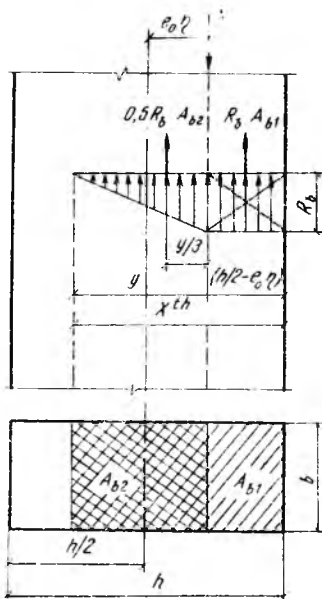


Рис. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в нормальном сечении внецентренно сжатого бетонного элемента, рассчитываемого из условия стабилизации деформаций (приспособляемость)

М. А. ЯНКЕЛЕВИЧ, д-р техн. наук, А. Н. БАМБУРА, А. М. ЛИСЕНЫЙ, кандидаты техн. наук (НИИСК)

Расчет сечений элементов при косом внецентренном сжатии

Учет пространственной работы элементов зданий позволяет достоверно оценивать усилия и разрабатывать более экономичные проектные решения. Для пространственного расчета каркасов зданий требуется устанавливать усилия и деформации в сечениях при косом изгибе и косом внецентренном сжатии (растяжении) на всех стадиях напряженного состояния.

В настоящее время активно развиваются уточненные методы расчета, основанные на использовании полных диаграмм работы бетона и арматуры [1...4]. Однако в источниках [1...3] решения слишком громоздки, поскольку для определения усилий использовали метод разбивки сечения на элементарные площадки.

Авторами в развитие источника [4] предложен более эффективный метод, в котором получены аналитические решения для усилий в сечении на основе интегрирования функции напряжений в бетоне. При расчете сечений в качестве расчетного принимали сечение, деформации в котором равны средним по длине блока между трещинами (если таковые имеются) деформациям; для расчетного сечения считается справедливой гипотеза плоских сечений; зависимость между напряжениями σ и деформациями ϵ_b сжатой зоны бетона принимали в виде диаграммы с ниспадающей ветвью, описываемой полиномом

$$\sigma_b = R_b \sum_{i=1}^5 a_i \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_R} \right)^i, \quad (1)$$

где R_b — расчетное сопротивление; ϵ_R — деформация, соответствующая R_b ; a_i — коэффициенты полинома, нормированные для бетона классов В10... В50.

Влияние прогрессирующего трещинообразования на усилие, воспринимаемое растянутой зоной бетона, учитывали в результате снижения условных растягивающих напряжений по формуле

$$\sigma_{bt} = \psi_{bt} R_{bt}, \quad (2)$$

где $\psi_{bt} = \frac{2R_{bt}}{E_b \epsilon_{bt}} \leq 1$;

ϵ_{bt} — усредненная деформация максимально растянутого волокна.

Зависимость между напряжениями и деформациями сжатой и растянутой арматуры принимали в виде кусочно-линейного графика. Сопротивление расчетного сечения считали исчерпанным, если деформации крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры достигают предельных значений ϵ_{bu} , ϵ_{su} .

На рис. 1 показано прямоугольное сечение, имеющее n_s арматурных стержней, расположенных в общем случае несимметрично. Оси x и y совпадают с осями симметрии бетонной части сечения. Координаты арматурных стержней x_{sj} , y_{sj} ($j=1, \dots, n_s$) заданы в системе xCy . В сечении действуют продольная сила N и моменты M_x и M_y .

Напряженно-деформированное состояние сечения описывается системой уравнений, выражающих равенство внутренних и внешних силовых факторов

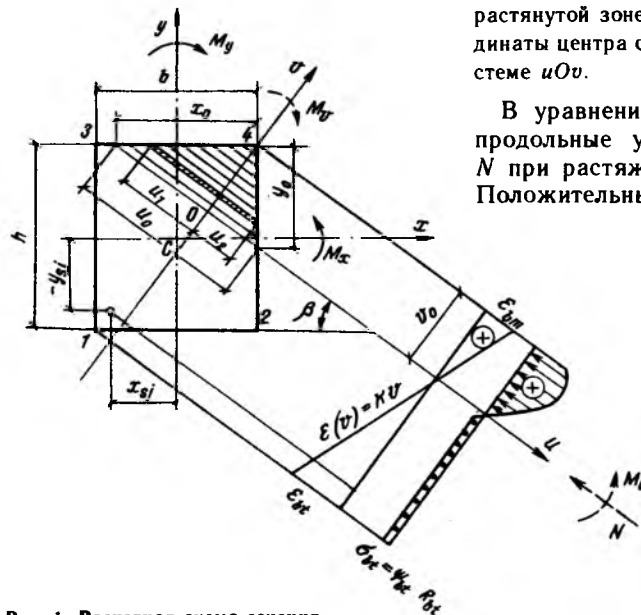


Рис. 1. Расчетная схема сечения

$$\left. \begin{aligned} F_1\left(\frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}, \epsilon_{bw}\right) - N &= 0; \\ F_2\left(\frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}, \epsilon_{bw}\right) - M_x &= 0; \\ F_3\left(\frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}, \epsilon_{bw}\right) - M_y &= 0. \end{aligned} \right\} (3)$$

Функции внутренних усилий F_1 , F_2 и F_3 выразим в соответствии с принятыми предпосылками через кривизны $1/r_x$, $1/r_y$ и продольную деформацию максимально сжатого волокна бетона ϵ_{bw} . Для удобства определения усилий в сжатой зоне бетона введем систему координат uOv , где ось u совпадает с нейтральной осью (линией нулевых деформаций), ось v проходит перпендикулярно u через угол сечения, в котором деформации сжатия максимальны и равны ϵ_{bm} . Оси x и u образуют угол β .

Тогда система уравнений (3) запишется в виде

$$\left. \begin{aligned} N_b + N_{bt} + \sum_{j=1}^{n_s} N_{sj} &= N; \\ M_{bu}^c \cos \beta - M_{bv}^c \sin \beta + M_{bux} + \\ &+ \sum_{j=1}^{n_s} N_{sj} y_{sj} &= M_x; \\ M_{bu}^c \sin \beta + M_{bv}^c \cos \beta + M_{bvy} + \\ &+ \sum_{j=1}^{n_s} N_{sj} x_{sj} &= M_y, \end{aligned} \right\} (4)$$

где $M_{bu}^c = M_{bu} + N_b u_c$; $M_{bv}^c = M_{bv} + N_b v_c$; N_b , N_{bt} — продольные усилия в бетоне сжатой и растянутой зоны сечения; N_{sj} — усилие в j -м арматурном стержне; M_{bu} , M_{bv} — моменты относительно осей u и v от напряжений, действующих в сжатой зоне сечения; M_{bux} , M_{bvy} — моменты относительно осей x и y от напряжений, действующих в растянутой зоне сечения; $u_c v_c$ — координаты центра симметрии сечения в системе uOv .

В уравнениях (4) принято, что продольные усилия N_b , N_{bt} , N_{sj} , N при растяжении положительны. Положительные моменты M_x , M_{bux}

соответствуют деформации сжатия со стороны положительного направления оси y ; аналогично положительные M_u и M_{by} — со стороны положительного x ; положительные M_{bu} и M_{bu} — со стороны положительного v ; положительные M_{bv} и M_{bv} — со стороны положительного u . Рассмотрены такие положения нейтральной оси, когда угол $\beta = 0 \dots 90^\circ$, т. е. волокно в точке 1 является всегда максимально растянутым, а в точке 4 — максимально сжатым. Деформации сжатия считаются положительными.

При известных $1/r_x$, $1/r_y$, ϵ_{bm} можно определить деформации угловых волокон сечения $\epsilon_1 \dots \epsilon_4$, деформации всех стержней арматуры ϵ_{sj} , вспомогательные размеры x_0 , y_0 , v_0 , u_0 , v_c , u_c и угол β . Используя эти величины, записывают слагаемые уравнений (4).

Усилия в арматурных стержнях определяют по диаграмме $\sigma_s - \epsilon_s$

$$N_{s_j} = \sigma_s(\epsilon_{s_j}) A_{s_j}, \quad (5)$$

где A_{s_j} — площадь сечения.

Усилия в бетоне растянутой зоны при треугольной сжатой зоне (см. рис. 1) выражаются зависимостями

$$\left. \begin{aligned} N_{bt} &= \sigma_{bt} \left(\frac{b}{h} - \frac{x_0 y_0}{2} \right); \\ M_{btx} &= -\sigma_{bt} \left(\frac{h}{2} - \frac{y_0}{3} \right) \frac{x_0 y_0}{2}; \\ M_{bty} &= -\sigma_{bt} \left(\frac{b}{2} - \frac{x_0}{3} \right) \frac{x_0 y_0}{2}. \end{aligned} \right\} (6)$$

Усилия в бетоне сжатой зоны получают интегрированием полинома (1)

$$\begin{aligned} N_b &= \int_{(v)} \int_{(u)} \sigma_b(v) du dv = \\ &= -\frac{u_0}{k} \sum_{i=1}^5 [A_i \frac{\epsilon_{bm}^{i+1}}{(i+1)(i+2)}], \quad (7) \end{aligned}$$

где $\sigma_b(v) = \sum_{i=1}^5 A_i k^i v^i$; $A_i = a_i \frac{R_b}{\epsilon_R}$;

$$k = \sqrt{\left(\frac{1}{r_x}\right)^2 + \left(\frac{1}{r_y}\right)^2};$$

$$\begin{aligned} M_{bu} &= \int_{(v)} \left[\int_{(u)} \sigma_b(v) du \right] v du = \\ &= \frac{u_0}{k^2} \sum_{i=1}^5 [A_i \frac{\epsilon_{bm}^{i+2}}{(i+2)(i+3)}]; \quad (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{bv} &= \int_{(v)} \left[\int_{(u)} \sigma_b(v) du \right] z(v) du = \\ &= \frac{2u_0 z_0}{k} \sum_{i=1}^5 [A_i \frac{\epsilon_{bm}^{i+1}}{(i+1)(i+2)(i+3)}], \quad (9) \end{aligned}$$

где $z(v) = \frac{u_1 - u_2}{2} = z_0 \left(1 - \frac{v}{v_0} \right)$;

$$z_0 = \frac{1}{2} (x_0 \cos \beta - y_0 \sin \beta).$$

Выражения для усилий (7)...(9), полученные при треугольной сжа-

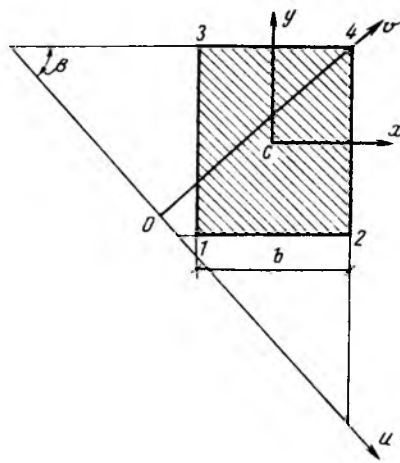


Рис. 2. Система координат при полностью сжатом сечении

той зоне, используют также принятой форме сжатой зоны. Например, при полностью сжатом сечении (рис. 2) усилия выражаются суммой слагаемых, соответствующих треугольникам, образованным нейтральной осью u и продолжением сторон сечения

$$\begin{aligned} N_b &= N_{b4} - N_{b2} - N_{b3} + N_{b1}; \\ M_{bu} &= M_{bu4} - M_{bu2} - M_{bu3} + M_{bu1}; \\ M_{bv} &= M_{bv4} - M_{bv2} - N_{b3} h \sin \beta - \\ &- M_{bv3} + N_{b3} b \cos \beta + M_{bv1} + \\ &+ N_{b1} \times (h \sin \beta - b \cos \beta), \quad (10) \end{aligned}$$

где N_{b4} , M_{bu4} , M_{bv4} — усилия, соответствующие треугольнику с вершиной 4 и т. д.

В зависимости от положения нейтральной оси различаются шесть форм равновесия от полностью растянутого до полностью сжатого сечения. Усилия в бетоне растянутой зоны определяют при любом положении нейтральной оси аналогично выражению (6). Таким образом получают все составляющие, входящие в систему уравнений равновесия сечения (4), связывающую усилия в сечении прямоугольной формы с деформациями. Не представляет труда формирование системы уравнений равновесия также для случаев, когда сечение представлено комбинацией прямоугольников.

Систему уравнений равновесия (4) с учетом зависимостей (5)...(10) вряд ли можно решить относительно деформаций аналитически. Это обусловлено сложностью выражений в левой части уравнений, неоднозначностью решения при наличии ниспадающей ветви в диаграмме деформирования, а также многообразием воз-

можных форм равновесия сечения (различное положение нейтральной оси, деформирование арматурных стержней в упругой или пластической стадии). Внутренние же усилия, соответствующие любому сочетанию деформаций $1/r_x$, $1/r_y$ и ϵ_{bm} , определяют без затруднений. Поэтому систему уравнений (4) предлагается решать путем последовательного уточнения деформаций до тех пор, пока внутренние усилия в сечении не будут совпадать с достаточной точностью с усилиями от внешней нагрузки.

Для решения системы уравнений (4) авторами разработан алгоритм, использующий метод секущих. Он позволяет вычислить значения зависимости между моментом и кривизной в одном направлении при фиксированных значениях нормальной силы и моменте (или кривизны) во втором направлении.

Алгоритм и реализующая его программа для ЭВМ переданы в Донецкий Промстройпроект для включения в программу пространственного расчета каркасов зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Сапожников М. А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов статически неопределимых железобетонных конструкций.— М.: НИИЖБ, 1987.— С. 4—24.
2. Гольшев А. Б., Бачинский В. Я. К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.— 1985.— № 6.— С. 16—18.
3. Гуца Ю. П., Лемыш Л. Л., Сухман В. Я. Расчет железобетонных колонн одноэтажных зданий при косом внецентренном сжатии // Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных зданий промышленных предприятий.— М.: ЦНИИпромзданий, 1987.— С. 80—91.
4. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона.— Киев: НИИСК, 1987.— 24 с.

О. Ф. ИЛЬИН, канд. техн. наук (НИИЖБ); А. В. ГРАНОВСКИЙ, канд. техн. наук, И. А. ЗАЛЕСОВ, инж. (ЦНИИСК); В. Х. КАРП, С. В. БЕЛОГУБ, инженеры (Укргорстройпроект, Харьков)

Работа железобетонных плит, опертых по четырем углам

Широкое применение конструктивных систем каркасных зданий в варианте безригельного опирания плит на колонны вызвало необходимость исследования прочности платформенных стыков колонн с плитами перекрытий и самих плит, опертых по четырем углам. Существующие нормативные документы или совсем не содержат информации по расчету несущих конструкций безригельного каркаса (например, опорных участков плит при их платформенном опирании на колонны), или ее недостаточно для надежного проектирования.

НИИЖБом, ЦНИИСКом и Укргорстройпроектном на основе анализа результатов экспериментальных исследований сплошных железобетонных плит, опертых по четырем углам, предложена методика их расчета и конструирования.

Для испытаний изготовили четыре плиты размером $3,58 \times 3,58$ м, что соответствовало размерам планировочных ячеек в проектах зданий, разработанных в Укргорстройпроектном — две из керамзитобетона класса В12,5 плотностью 1800 кг/м^3 при толщине 0,2 м и две из тяжелого бетона класса В22,5 при толщине 0,15 м. На рис. 1 показаны схема опирания плиты и характер ее армирования. Плиты устанавливали на специальные колонны. Площадку опирания принимали по проекту равной 10 см. Плиты нагружали бетонными блоками массой 500...1000 кг. Это соответствовало на каждом этапе загрузки нагрузке 0,4...0,8 МПа. Вертикальные перемещения плит фиксировали индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Нагрузка на каждом этапе нагружения составляла 3...6 % предполагаемого разрушающего усилия.

В таблице приведены данные испытаний четырех образцов плит перекрытий. В соответствии с данными проекта расчетная нагрузка на перекрытие с учетом собственного веса плит $q_{\text{расч}} = 900 \text{ кг/м}^2$.

Для плит из тяжелого бетона средней прогиб по испытаниям двух плит был равен 6,7, для плит из керамзитобетона — 9,6 мм.

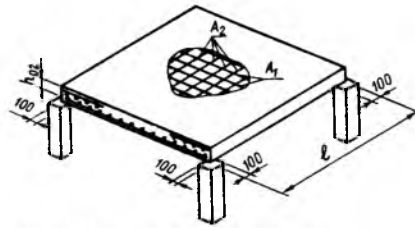


Рис. 1. Схема испытания плиты

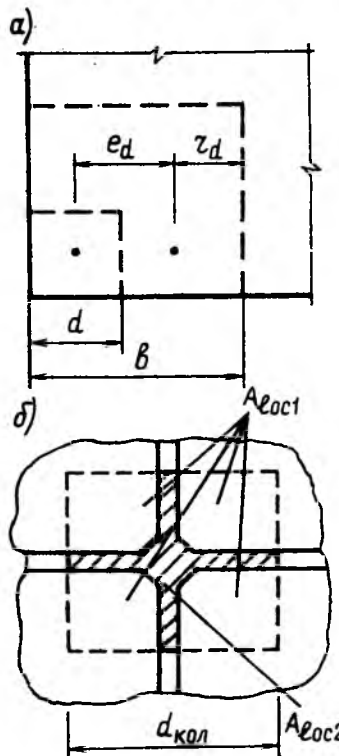


Рис. 2. Схема расчета плиты на продавливание (а) и местное сжатие (б)

Разрушению плиты предшествовало появление наклонных (под углом $45...60^\circ$ к горизонтали) трещин на боковых гранях плит на расстоянии 40...50 см от угла плиты. При этом, по нижней грани плиты трещины соединялись между собой. В отдельных образцах на этапах нагружения, близких к разрушению, плиты обрушались по трещинам вблизи опор или по одной из геометрических осей плиты, проходящих через середины их сторон.

Расчет плит по прочности производили на действие полной расчетной нагрузки $q = 1,1p_w + 1,2p_r + 1,3p_n$, по образованию трещин — на действие полной нормативной нагрузки $q_n = p_w + p_r + p_n$, по прогибам и раскрытию трещин — на действие нагрузки $q_t = p_w + p_r + p_l$ (p_w, p_r — постоянная и полная временная нормативные нагрузки; p_n — постоянная нормативная нагрузка от веса конструкций пола, перегородок и т. д.; p_l — длительно действующая часть временной нормативной нагрузки).

Прочность плиты по нормальным сечениям обеспечена, если соблюдается условие

$$q \leq \frac{8R_s A_{s2} (R_n h_{02} l - R_s A_{s2})}{R_n l^3} \quad (1)$$

где A_{s2} — требуемая площадь арматуры по направлению верхнего уровня стержней сетки (см. рис. 1):

$$A_{s2} = \frac{R_n h_{02} l}{R_s} - \sqrt{\left(\frac{R_n h_{02} l}{R_s}\right)^2 - \frac{q R_n l^4}{4 R_s^2}}$$

причем площадь арматуры в перпендикулярном направлении A_{s1} должна быть не менее A_{s2} .

Прочность плиты без поперечной арматуры и косвенного армирования по наклонным сечениям обеспечена, если соблюдается условие

$$Q \leq 3 R_{bt} h_0^2 \quad (2)$$

При расчете на продавливание плиты без поперечной арматуры и косвенного армирования должно выполняться условие (рис. 2)

$$P \leq \frac{2 R_{bt} b h_0}{1 + \frac{e_d}{r_d}} \quad (3)$$

Бетон	Собственный вес плит, кг/м ²	$q_{\text{гр.}}$, кг/м ²	$q_{\text{разр.}}$, кг/м ²	$\Delta_{\text{расч.}}$, мм	$\Delta_{\text{тр.}}$, мм	$\Delta_{\text{разр.}}$, мм
Тяжелый	412,5	1500	1880	6,2	14,2	21,7
		1420	1800	7,2	15,8	24,8
Легкий	396,0	1540	1700	10,2	28,4	34,6
		1460	1740	9,1	25,1	33,4

Примечание. Над чертой — для первого образца, под чертой — для второго.

где P — продавливающая сила:

$$P = \frac{(l^2 - b^2)}{4};$$

e_d — эксцентриситет продавливающей силы P : $e_d = 0,75b - 0,5d$; r_d — расстояние от ядровой точки вертикального сечения до его центра тяжести: $r_d = 0,25b$; b — размер расчетного контура: $b = 2,5h_0 + d$.

При расчете на местное сжатие плиты без косвенного армирования должно выполняться условие

$$N \leq R_b A_{loc} \gamma_{b9}, \quad (4)$$

где N — давление колонны в платформенном стыке; γ_{b9} — коэффициент условий работы бетона, принимаемый по СНиП 2.05.01—84; A_{loc} — площадь смятия, определяется с учетом площади стыка, заполненного раствором (см. рис. 2):

$$A_{loc} = A_{loc1} + \frac{E_p}{E_b} A_{loc2}.$$

Наличие или отсутствие нормальных трещин определяется условием

$$q_n \leq q_{crc}, \quad (5)$$

где q_{crc} — нагрузка при образовании трещин:

$$q_{crc} = 2,25 \frac{R_{bt, ser} h^2}{l^2}.$$

При отсутствии трещин ($q_n < q_{crc}$) прогиб плиты

$$f = \frac{0,08 q_n l^4}{E_b h^3}. \quad (6)$$

При наличии трещин ($q_n > q_{crc}$) при $q_{crc} > q_l$

$$f = \Phi_{b2} [f_{crc} + (f_{ul} - f_{crc}) \times \frac{q_n - q_{crc}}{q_{ul} - q_{crc}}] \left(\frac{q_l}{q_n} \right)^2; \quad (7)$$

при $q_{crc} < q_l$

$$f = \Phi_{b2} [f_{crc} + (f_{ul} - f_{crc})] \times \frac{q_l - q_{crc}}{q_{ul} - q_{crc}}, \quad (8)$$

где f_{crc} — прогиб в момент образования трещин:

$$f_{crc} = \frac{0,08 q_{crc} l^4}{E_b h^3};$$

f_{ul} — прогиб в предельном по прочности состоянии:

$$f_{ul} = 0,2 \frac{l}{r_{ul}} l^2;$$

$(1/r)_{ul}$ — кривизна в предельном состоянии:

$$\frac{1}{r_{ul}} = \frac{0,9 R_{s, ser}}{E_s h_{02}} \left(1 + \frac{2,2 \mu \alpha}{\xi_{ul}} \right) \eta;$$

μ — коэффициент армирования в расчетном направлении:

$$\mu = \frac{A_{s2}}{lh_{02}};$$

α — коэффициент приведения: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$;

η — коэффициент, учитывающий масштабный фактор:

$$\eta = \frac{h_{02}}{h_{02} - 0,7};$$

ξ_{ul} — относительная высота сжатой зоны в предельном по прочности состоянии:

$$\xi_{ul} = 0,1 + 0,5 \mu \frac{R_{s, ser}}{R_{b, ser}};$$

q_{ul} — условная нагрузка, отвечающая предельному по прочности состоянию:

$$q_{ul} = \frac{8 R_{s, ser} A_{s2} (R_{b, ser} h_{02} l - R_{s, ser} A_{s2})}{R_{b, ser} l^4}.$$

Ширина раскрытия нормальных трещин по СНиП 2.03.01—84

$$a_{crc} = \delta \varphi_{er} \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100 \mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{l}. \quad (9)$$

где σ_s — напряжения в арматуре:

$$\sigma_s = \sigma_{s, crc} + (R_{s, ser} - \sigma_{s, crc}) \frac{q_l - q_{crc}}{q_{ul} - q_{crc}};$$

$\sigma_{s, crc}$ — напряжения в арматуре в момент образования трещин:

$$\sigma_{s, crc} = \frac{R_{bt, ser} l h^2}{3,5 h_{0,2} A_{s2} (1 - 0,5 \xi_{crc})};$$

$$\xi_{crc} = 0,5(\xi_{ul} + 0,4).$$

Выполненный расчет с использованием предложенной методики показал достаточно хорошее совпадение с опытными данными и возможность практического использования при проектировании плит, опертых по четырем углам.

УДК 624.012.45:534.468

В. С. ФЕДОРОВ, канд. техн. наук (МИИТ)

Основы численного расчета предела огнестойкости армополимербетонных конструкций

В настоящее время определяют предел огнестойкости в основном статически определимых сжатых и изгибаемых элементов. В то же время огнестойкость этих элементов при совместной работе в конструкциях здания при реальном пожаре является совершенно иной. В зависимости от расположения, геометрических и теплофизических характеристик каждый элемент статически неопределимой конструкции в условиях пожара прогревается по-разному. Это приводит к неравномерному изменению

механических свойств материалов как по длине, так и по сечению конструкции и, следовательно, к перераспределению усилий в сечениях конструкции.

Общий случай оценки огнестойкости статически неопределимых конструкций состоит из решения теплофизической, статической и прочностной задач и строится на предположениях, что вся конструкция по длине делится на участки разной длины. Границами участков являются сечения, где определяют внутренние усилия M ,

N и Q . Положение сечений назначают с учетом расположения арматуры изменения сечений ее и конструкции, характера эпюр силовых факторов (M° , N° , Q°), построенных по результатам статического расчета при отсутствии теплового воздействия ($\tau=0$), а также с учетом изменения температуры среды при тепловом воздействии по длине конструкции. По длине участков температурное поле и приведенную жесткость сечения считают неизменными. Следует отметить, что чем больше участков, тем выше точность расчета, но при этом возрастает объем однообразных вычислений. Теплофизическим расчетом определяют температурное поле в сечениях принятых участков конструкции. Статическим расчетом конструкции вычисляют законы распределения усилий и перемещений от внешней нагрузки с учетом теплового

воздействия. Расчет прочности конструкций по нормальным сечениям производят с целью установления приведенной жесткости сечений, напряженно-деформированного состояния материалов и несущей способности сечений конструкций в различные моменты времени теплового воздействия.

При реальном пожаре в общем случае каждый участок конструкции в зависимости от своего расположения и геометрии прогревается по-разному. Поэтому несколькими последовательными теплофизическими расчетами, отличающимися граничными условиями, в сечении каждого участка вычисляют температурное поле для заданных моментов времени теплового воздействия ($t_1, t_2, \dots, t_i, \dots, t_n$).

После этого по известным усилиям (M^0, N^0, Q^0) на основании расчетов прочности участков по нормальным сечениям подсчитывают приведенные жесткости сечений (\bar{EA}_i, \bar{EI}_i), в которых учитывают неодинаковый нагрев материала по сечению элементов в рассматриваемый момент времени. Используя полученные жесткости, выполняют статический расчет конструкций на действие силовой нагрузки, в результате которого устанавливают законы распределения внутренних усилий и перемещений (Q_i, M_i, N_i, V_i). Это позволяет определить расчетом прочности по нормальным сечениям новые значения жесткостей в тот же момент времени $t_1(\bar{EA}_1^1, \bar{EI}_1^1)$. Итерационный процесс повторяют при данном распределении температуры (т. е. для времени t_1 теплового воздействия) до тех пор, пока внутренние усилия не сойдутся, т. е. пока норма векторов разностей ($\Delta M_i, \Delta N_i, \Delta V_i$) на двух смежных итерациях не станет меньше некоторого заранее заданного малого числа ($\Delta M, \Delta N, \Delta V$). После этого фиксируют следующий момент времени (t_2 , т. е. новое поле температур в сечениях конструкции) и повторяют процесс последовательных приближений метода переменных параметров упругости, определяя ($\bar{EA}_i^2, \bar{EI}_i^2$), затем ($\bar{M}_i^2, \bar{N}_i^2, \bar{V}_i^2$), далее ($\bar{EA}_i^3, \bar{EI}_i^3$) и ($\bar{M}_i^3, \bar{N}_i^3, \bar{V}_i^3$). Так двигаются во времени до тех пор, пока какой-либо элемент конструкции не достигнет предельного состояния. Это время теплового воз-

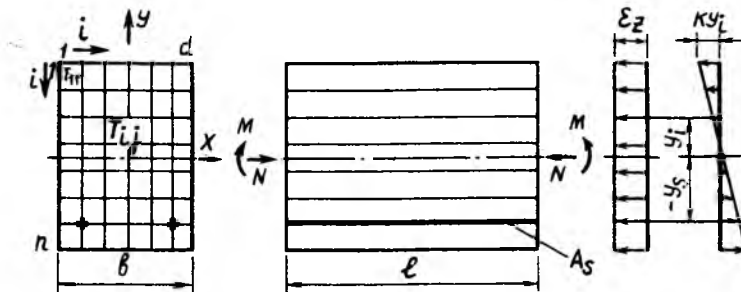


Рис. 1. Дискретная расчетная модель нормального сечения характерного объема
 y_i — координата отдельного элемента; l — длина характерного объема

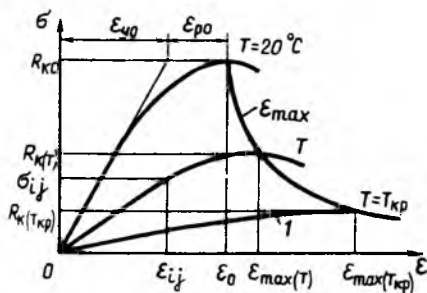


Рис. 2. Обобщенная диаграмма термомеханического состояния полимербетона при кратковременном сжатии с учетом температуры нагрева

$\epsilon_{y0}, \epsilon_{p0}$ — упругие и пластические деформации при нормальной температуре

действия и будет пределом огнестойкости t_0 элемента конструкции. После этого меняют расчетную схему (т. е. исключают данный элемент из состава к конструкции или вводят условный шарнир) и продолжают наращивание временных интервалов во времени теплового воздействия. В результате исключения элементов, исчерпавших несущую способность на каком-то этапе нагрева, конструкция превратится в механизм, на чем и заканчивают расчет. Это время теплового воздействия является пределом огнестойкости $t_{ог}$ всей конструкции. Заметим, что для статического расчета конструкции как линейно упругой системы на каждой итерации можно принять любой способ расчета (метод сил, метод перемещений, смешанный метод).

Общий случай расчета прочности элемента по нормальному сечению в рассматриваемый момент времени теплового воздействия базируется на следующих предположениях и положениях: рассматривают не зону локального сечения, а характерный объем, в пределах которого усилия и перемещения усредняют и считают по-

стоянными; любой изгибаемый или внецентренно сжатый элемент в расчетной схеме представляется характерным объемом, составленным из отдельных элементов, подвергаемых осевому кратковременному нагружению (рабочая продольная арматура является также отдельным элементом); напряжения и температуру в полимербетоне и арматуре усредняют и считают равномерно распределенными по площади отдельных элементов (A_{ij}); используют полные диаграммы «напряжения — деформации» полимербетона и арматуры при осевом сжатии и растяжении с учетом температуры нагрева; принимают гипотезу плоского деформирования в нормальных сечениях на всех стадиях работы от начала теплового воздействия до наступления предельного состояния по огнестойкости; независимо от схем приложения внешних сил и теплового воздействия записывают два условия равновесия, причем в качестве моментных осей принимают произвольно выбранные координатные оси (рис. 1): отдельные элементы, деформации которых на каком-либо этапе приближения превышают максимальные значения, или температура нагрева которых равна или больше критической ($T_{ij} > T_{кр}$) из рассмотрения не исключают, но модуль упругости их принимают весьма малым (например 0,1 МПа), таким образом, влиянию данного стержня на напряженно-деформированное состояние бесконечно мало, но в то же время присутствует в расчете.

С учетом того, что температура каждого отдельного элемента различна в рассматриваемый момент времени нагрева, характерный объем составлен из отдельных элементов со своими нелинейными зависимостями $\sigma - \epsilon$, причем степень дискретизации, опреде-

ленная при выборе расчетной схемы, зависит от схемы и степени нагрева, точности расчета и возможностей ЭВМ.

Для отдельных элементов трудно установить напряженно-деформированное состояние в рассматриваемый момент времени внешнего воздействия как результат взаимодействия и взаимодействия между внешними воздействиями и внутренними факторами, обуславливающие реакцию структуры материалы (температурное удлинение; изменение эффективного напряжения, учитывающего совместное действие температурных и силовых напряжений; ухудшение физикомеханических свойств материала от нагрева). Экспериментально - теоретические исследования конструкционных полимербетонов дают возможность представить модель реакции при кратковременном сжатии с учетом температуры нагрева в виде обобщенной диаграммы термомеханического состояния (рис. 2). Эта диаграмма, полученная для каждого регламентированного состава полимербетона, достаточно полно описывает механические свойства материала с учетом температуры нагрева. Основными характеристиками диаграммы термомеханического состояния нагретого и сжатого отдельного элемента являются: E_0 , R_{k0} — начальный модуль упругости и расчетное сопротивление полимербетона по огнестойкости; $\gamma = \ln\left(\frac{R_{k0}}{R_{kt}}\right) / (T-20)$ — термосиловой параметр; $\beta = \ln\left(\frac{E_0}{E_{0T}}\right) / (T-20)$ — термодформационный параметр; $\alpha = \ln\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_{max, T}}\right) / \ln\left(\frac{R_{kt}}{R_{k0}}\right)$ — параметр предельного состояния; ϵ_0 — максимальные деформации полимербетона, соответствующие R_{k0} . Эти опытные характеристики определяют для каждого регламентированного состава полимербетона с достаточной обеспеченностью как минимум для двух температур — нормальной (20 °C) и повышенной T при условии $20^\circ\text{C} < T < T_{кр}$.

Введем дополнительные параметры модели реакции структуры материала на температуру нагрева $\gamma_T = R_{kt}/R_{k0}$ — отношение прочности полимербетона при текущей температуре T ($20^\circ\text{C} \leq T \leq T_{кр}$) к расчетному сопротивлению по огнестойкости полимербетона R_{k0} ($T = 20^\circ\text{C}$); $\beta_T = E_{0T}/E_0$ — отношение начального модуля упругости поли-

мербетона при текущей температуре T к начальному модулю упругости при $T=20^\circ\text{C}$.

Кривая, описываемая координатами точек $R_{кр}$, $\epsilon_{max, T}$, фиксирует поведение материала в предельном состоянии с учетом температуры его нагрева, и является зависимостью между перемещаемыми вершинами уравнения механического состояния полимербетона в интервале температур $20^\circ\text{C} \dots T_{кр}$. За критическую температуру для регламентированного состава конструкционного полимербетона принимают наименьшую температуру, при нагреве выше которой полимербетон теряет способность сопротивляться внешним силовым воздействиям и не принимает участия в работе сечения элемента.

Кривая, фиксирующая напряженно-деформированное состояние нагретого до температуры T полимербетона при сжатии во всем диапазоне положительных температур ($20^\circ\text{C} \dots T_{кр}$), описывается формулой

$$\sigma_{ij} = \gamma_T^{1+\alpha} + E_{0Tij} \exp \eta_T \times \times \left[1 - \left(\frac{\gamma_T^\alpha \epsilon_{ij}}{\epsilon_0} \right)^{\eta_T} \right], \quad (1)$$

где

$$\eta_T = \ln \frac{\beta_T}{\gamma_T^{1+\alpha}}; \quad \epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^T - (\epsilon_z + k y_{ij});$$

ϵ_{ij}^T — температурные относительные деформации отдельного элемента; $\epsilon_{ij}^T = \alpha_T (T-20)$; ϵ_z — относительные деформации продольной оси элемента; k — кривизна этой оси; y_{ij} — расстояние от середины высоты сечения до середины высоты отдельных элементов.

Условия равновесия внешних и внутренних сил в рассматриваемый момент времени теплового воздействия

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^d E'_{ij} A_{ij} [\epsilon_{ij}^T - (\epsilon_z + k y_{ij})] \\ M &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^d E'_{ij} A_{ij} y_{ij} [\epsilon_{ij}^T - (\epsilon_z + k y_{ij})] \end{aligned} \right\} (2)$$

Выполнив алгебраические преобразования и представляя исходные данные в виде векторов и матриц, формулы можно записать в матричной форме

$$\begin{Bmatrix} R_{1p} \\ R_{2p} \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \epsilon_z \\ k \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$\text{или} \quad \vec{R}_p = \vec{R}_z, \quad (4)$$

где r_{11} — осевая жесткость:

$$r_{11} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^d E'_{ij} A_{ij};$$

r_{22} — изгибная жесткость:

$$r_{22} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^d E'_{ij} A_{ij} y_{ij}^2;$$

$r_{12} = r_{21}$ — изгибно-осевая жесткость, отражающая взаимное влияние продольного воздействия изгиба:

$$r_{12} = r_{21} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^d E'_{ij} A_{ij} y_{ij};$$

\vec{R}_p — вектор-столбец реакций от внешнего воздействия, в котором

$$R_{1p} = N - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^d E'_{ij} A_{ij} \epsilon_{ij}^T;$$

$$R_{2p} = M - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^d E'_{ij} A_{ij} \epsilon_{ij}^T y_{ij}.$$

Система (3) выражает условия равновесия внешних и внутренних сил в нормальном сечении в каждый момент времени нагрева от начала теплового воздействия вплоть до разрушения. При заданных внешних силах и зафиксированном температурном поле по сечению для рассматриваемого момента времени теплового воздействия ее решают на ЭВМ известными методами прогонки с итерациями: с учетом температуры нагрева отдельного элемента A_{ij} определяют соответствующий начальный модуль упругости материалов; вычисляют элементы матрицы жесткости и вектора-столбца реакции от внешних воздействий в предположении упругой работы материала отдельных элементов в нормальном сечении; решают систему (3) с постоянными коэффициентами относительно деформаций сечения ϵ_z и k ; находят продольные деформации полимербетона и арматуры с учетом температуры нагрева для продольной оси отдельных элементов A_{ij} ; по аналитическим зависимостям или таблицам на основании зависимости (1) устанавливают модули упругости каждого элемента E'_{ij} ; уточняют элементы матрицы жесткости и вектора-столбца реакции от внешних воздействий; повторяют решение с третьей позиции.

В процессе итерационного расчета при постоянном (зафиксированном для данного момента времени тепловом воздействии и распределении температуры по сечению элемента) внешнем воздействии по мере корректировки модуля упругости E вследствие учета неупругих деформаций, составляющие вектора деформаций \vec{z} (ϵ_z и k) на смежных этапах увеличиваются. Итерационный процесс повторяют при данном распределении усилий до тех пор,

пока значения ε_z и k не сойдутся, т. е. пока норма вектора ε_z и k на двух смежных итерациях не станет меньше некоторого заранее заданного малого числа ($\Delta\varepsilon_z$, Δk).

Нахождение модуля упругости и диаграммы $(\sigma - \varepsilon)_T$ для полимербетона отдельных элементов с учетом температуры нагрева производят в следующей последовательности: в соответствии с температурой нагрева отдельного элемента вычисляют параметры γ_T , β_T , $\varepsilon_{max,T}$, R_{kT} , затем по зависимости (1) находят напряжения в отдельных элементах. Если прочность элемента в рассматриваемый момент времени теплового воздействия обеспечена, то заданным внешним силам (\bar{R}_p) и распределению температуры отвечает некоторый вполне определенный вектор деформаций (\bar{z}), т. е. система уравнений (3) имеет решение в виде вектора деформаций (ε_z , k). Если система

уравнений (3) не имеет решения, то прочность по нормальному сечению недостаточна, а заданные значения внешних воздействий вызывают неограниченный рост деформаций ε_z и k , т. е. разрушение. Таким образом, если прочность элемента по нормальному сечению обеспечена, рассматриваемый момент времени меньше значения предела огнестойкости для данного уровня внешних сил и теплового воздействия.

Несущую способность элемента по нормальным сечениям M_{max} и N_{max} в рассматриваемый момент времени теплового воздействия, которому соответствует определенное поле температур, вычисляют, увеличивая постепенно усилия M и N до такого уровня, при котором напряженно-деформированное состояние рабочей арматуры растянутой зоны или полимербетона менее нагретого и более сжатого отдельного элемента до-

стигнет предельного состояния ($\sigma_s \neq R_{st}$) или ($\sigma_b = R_{kt}$).

Расчетом по изложенной методике последовательно для каждого принятого участка статически неопределимой конструкции вычисляют приведенную жесткость сечения $(EA)_i^* = r_{11}l$; $El_i^* = r_{22} \frac{l}{2}$, }
где l — длина участка.

Группируя эти жесткости сечения, получают вектор жесткостей для расчета конструкции как линейно упругой и вычисляют новые законы распределения усилий и перемещений.

В заключение следует отметить, что расчет прочности элементов по нормальным сечениям по указанной методике выполняют последовательно для каждого участка, формируя таким образом вектор приведенных жесткостей сечений $(\bar{EA})_i^*$ и $(\bar{EI})_i^*$.

Вопросы экономики

УДК 691.327:666.973.2.003.13

Ю. А. РОГАТИН, канд. техн. наук, Н. А. АЛЕКСАНДРОВА, В. И. ГЛУХОВ, инженеры (НИИЖБ)

Экономическая эффективность применения легких бетонов

Легкие бетоны относятся к перспективным современным строительным материалам для индустриальных конструкций. Их применение значительно сокращает общую массу зданий и сооружений, материалоемкость и трудозатраты при сохранении необходимой капитальности и долговечности объектов.

Наибольшую часть в общем объеме производства занимают легкие бетоны классов В3,5...В7,5, которые используют, главным образом, для изготовления ограждающих конструкций жилых, промышленных, гражданских и сель-

скохозяйственных зданий вместо кирпича и других традиционных стеновых материалов. Конструкционные легкие бетоны класса \geq В15 составляют около 15 % общего объема выпуска легких бетонов на пористых заполнителях.

Наружные стеновые конструкции из легких бетонов, как правило, экономичнее стен из традиционных стеновых материалов вследствие низкой объемной массы и хороших теплоизоляционных свойств при достаточно высокой прочности. Так, конструкции наружных стеновых панелей, изготовляемые из легких бетонов на высококачественных по-

ристых заполнителях местного производства, почти во всех районах эффективнее кирпичных. Экономия затрат на 1 м³ легкого бетона до 10 р.

В НИИЖБе изучили экономическую эффективность применения стеновых панелей из легких бетонов различной плотности для промышленных, жилых, гражданских и сельскохозяйственных зданий производственного назначения. Техничко-экономические исследования осуществляли на базе действующих типовых проектов. Толщину панелей определяли в ходе теплотехнического расчета. При этом требуемое сопротивление теплопередаче для стеновых панелей из легких бетонов $R_{тр}$ устанавливали с учетом коэффициента 1,1, из ячеистого — 1,3, для трехслойных панелей — 1,5.

Формулы и нормативы для расчета теплотехнических характеристик использовали в соответствии со СНиП II-3-79*, температу-

ру точки росы находили по эмпирической формуле

$$t_p = t_b - (23 - 0,25\varphi) \frac{75t_b}{90}$$

где φ — влажность воздуха; t_b — расчетная температура внутреннего воздуха.

По I территориальному району, предусмотренному в ЕРЕР—84, районом-представителем выбрана Московская обл., по II — Архангельская обл., по III — Литва, по IV — Киевская обл., по V — Краснодарский край, по VI — Армения, по VII — Екатеринбургская обл., по VIII — Краснодарский край, по IX — Читинская обл., по X — Приморский край, по XI — Алма-Атинская обл., по XII — Кыргызстан.

Для оценки технико-экономической эффективности использования конструкций стен в зданиях, возводимых в территориальных районах страны из различных материалов, служили коэффициент экономической предпочтительности (необходимости условия применения) и критерий эксплуатационной предпочтительности (достаточности условия применения). Коэффициент экономической предпочтительности c -го материала и конструкции стены в конкретном регионе определяли по соотношению затрат на 1 м² конструкции стены-аналога и из i -го материала. В качестве аналога принимали однослойную стеновую панель из керамзитобетона ПЛ1000.

Минимум затрат являлся необходимым экономическим условием эффективности применения стеновой панели конкретного конструктивного решения для стен рассматриваемых зданий при условии их взаимозаменяемости при $R_{тр} = \text{const}$ и с учетом их возведения в соответствующем территориальном районе. Однако такая экономическая предпочтительность не являлась достаточной. Ее достаточность должна обеспечиваться требуемыми условиями эксплуатации наружных стен для конкретного здания.

За критерий эксплуатационной предпочтительности принимали эксплуатационные показатели материалов конструкций стен, которые, как правило, предусматриваются рабочими чертежами. К ним относятся влажность, температура внутри помещения, степень агрессивности среды здания.

Рассмотренные панели из керамзитобетона ПЛ800...1200 кг/м², ке-

Территориальный район	Однослойные панели плотностью, кг/м ²				Однослойные панели из ячеистого бетона плотностью 700 кг/м ³	Трехслойные панели с несущим слоем из бетона класса В22,2
	900	1000	1100	1200		
I	1,01/0,99	1,00/—	0,87/0,94	—/0,83	1,10	0,88
II	1,01/0,99	1,00/—	0,87/0,86	—/0,75	1,10	0,86
III	1,04/1,03	1,00/—	0,99/0,99	—/1,01	1,18	0,87
IV	1,02/1,01	1,00/—	0,91/0,91	—/0,85	1,06	0,85
V	1,01/0,99	1,00/—	0,93/0,93	—/0,86	1,09	0,76
VI	1,01/0,99	1,00/—	0,84/0,93	—/0,87	1,14	0,78
VII	1,01/0,99	1,00/—	0,85/0,93	—/0,79	1,10	0,81
VIII	—	—	—	—	—	—
IX	0,83/0,62	1,00/—	0,84/0,83	—/0,70	—	0,78
X	0,91/0,99	1,00/—	0,92/0,91	—/0,75	1,10	0,85
XI	1,04/1,19	1,00/—	1,04/1,04	—/0,99	1,25	0,95
XII	0,93/0,99	1,00/—	0,93/0,93	—/0,80	1,11	0,78

Примечание. Перед чертой — керамзитобетон, после черты — керамзитоперлитобетон.

рамзитоперлитобетона ПЛ800...1100 кг/м² для промышленного строительства эксплуатируются в неагрессивной, слабо, и среднеагрессивной газовой средах ($60\% < \varphi < 75\%$, $t_b = 16^\circ\text{C}$). Для жилищного строительства панели из тех же материалов эксплуатируются в неагрессивной газовой среде ($\varphi < 60\%$, $t_b = 20^\circ\text{C}$). Панели для сельскохозяйственного строительства эксплуатируются в неагрессивной, слабо- и среднеагрессивной газовой средах ($\varphi = 75\%$, $t_b = 12^\circ\text{C}$). Панели из ячеистого бетона ПЛ700 кг/м³ эксплуатируются в неагрессивной и слабоагрессивной газовой средах ($\varphi < 60\%$, $t_b = 16^\circ\text{C}$).

Критерии эксплуатационной предпочтительности материалов стен в необходимых случаях могут быть расширены. В табл. 1...3 приведены коэффициенты предпочтительности рассмотренных конструкций стен зданий различного назначения для промышленного, гражданского, жилищного и сельскохозяйственного строительства. Установлено, что для промышленного и жилищно-гражданского строительства по стоимости более экономичными являются однослойные стеновые панели из керамзитобетона ПЛ900...1000 и ячеистого бетона ПЛ700. Их стоимость в денежном выражении практически одинакова. С учетом же капитальных вложений в промышленность сборного железобетона стоимость панелей из ячеистого бетона оказалась несколько меньше. Эта разница возрастает с учетом эксплуатационных расходов.

Для некоторых территориальных районов стоимость легких бетонов на местных заполнителях мень-

ше стоимости керамзитобетона ПЛ1200 — в I, III и VII районах это перлитобетон ПЛ1100, в районах расположения металлургических заводов (Череповец, Липецк,

Таблица 2

Территориальный район	Однослойные ячеистобетонные панели плотностью 700 кг/м ³	Однослойные панели плотностью, кг/м ²	
		1000	1100
I	1,12	1,0/0,98	0,97/0,95
II	1,15	1,0/1,02	—/1,03
III	1,11	1,0/1,01	1,01/0,99
IV	1,09	1,0/0,95	0,97/1,00
V	1,16	1,0/0,97	1,02/1,00
VI	1,15	1,0/0,97	0,95/1,00
VII	1,20	1,0/1,02	—/1,00
VIII	—	—	—
IX	—	—	—
X	1,11	1,0/0,97	0,93/1,00
XI	1,16	1,0/0,98	0,97/1,00
XII	1,18	1,0/0,97	0,97/1,00

Примечание. Перед чертой — керамзитобетон, после черты — керамзитоперлитобетон.

Таблица 3

Территориальный район	Двухслойные панели плотностью, кг/м ²		Трехслойные панели с несущим слоем из керамзитобетона с утеплителем
	800	1000	
I	1,25/1,23*	1,0/0,97*	1,30/1,14**
II	1,19/1,18	1,0/0,97	1,33/1,16
III	1,25/1,23	1,0/0,97	1,28/1,20
IV	1,25/1,23	1,0/0,97	1,33/1,18
V	1,22/1,22	1,0/0,94	0,98/0,93
VI	1,27/1,16	1,0/0,97	1,02/0,90
VII	1,19/1,19	1,0/0,99	1,25/1,10
VIII	—	—	—
IX	—	—	—
X	1,25/1,27	1,0/0,97	1,30/1,22
XI	1,25/1,23	1,0/0,97	1,30/1,15
XII	1,02/0,99	1,0/0,97	1,02/0,91

* Перед чертой — керамзитобетон, после черты — керамзитоперлитобетон.

** Перед чертой на полистирольном утеплителе, после черты — утеплитель на минеральной вате.

Челябинск, Донецк, Днепропетровск и др.) — шлакопемзобетон $Пл \leq 1400$. Для I, II, IX и X территориальных районов целесообразно вместо однослойных панелей из керамзитобетона $Пл 1200$ применение трехслойных панелей с эффективным утеплителем и наружными слоями из конструкционного легкого бетона.

Для наружных стен сельскохозяйственных зданий производственного назначения целесообразно использовать трехслойные панели с утеплителем из плитного пенопласта и наружными слоями из конструкционного легкого бетона во всех территориальных районах, кроме V и VI. Трехслойные панели с минеральными утеплителями менее экономичны, чем с полистирольным. Но они более эффективны, чем двухслойные из керамзитобетона и керамзитоперлитобетона $Пл \geq 1000$ во всех, кроме V и XII территориальных районов. В V и VI территориальных районах целесообразно применение двухслойных панелей из керамзитобетона и керамзитоперлитобетона.

При невысокой стоимости пористых заполнителей экономически оправданно использование легких бетонов и для несущих конструкций жилых, гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий, транспортных и других сооружений. Несущие конструкции

вследствие более низкой плотности легкого бетона по сравнению с тяжелым легче их в 1,5 раза, а при применении в качестве мелкого заполнителя бетона прочных легких песков — в 2 раза. Кроме того, комплексное использование легких бетонов для ограждающих и несущих конструкций ведет к дополнительной экономии благодаря упрощению производства.

Эффективность применения легкого бетона для несущих конструкций жилых, промышленных и сельскохозяйственных зданий зависит в основном от соотношения стоимости пористого и плотного заполнителей в конкретном регионе. Она целесообразна, если соотношение этих стоимостей (франко-завод ЖБИ) для одноэтажных промышленных и сельскохозяйственных зданий не превышает 1,1; для многоэтажных промышленных зданий — 1,2, для жилых крупнопанельных — 1,8.

Комплексное применение легких бетонов для несущих и ограждающих конструкций зданий способствует повышению их эффективности. В этом случае эффект достигается в результате экономии затрат на наружные ограждающие конструкции, зависящие от эксплуатационных условий, вида, плотности и расчетного термического сопротивления материала панели и стены-аналога и т. д.

Комплексное применение легких бетонов экономически оправданно в районах с соотношением стоимости (франко-завод ЖБИ) крупного пористого и плотного заполнителя не превышающим: для одноэтажных и многоэтажных производственных — 1,5, крупнопанельных жилых — 2,5, сельскохозяйственных — 3.

Одним из способов повышения эффективности конструкций из легких бетонов является снижение их плотности — для ограждающих конструкций из керамзитобетона и его разновидностей до $Пл 800 \dots 900$, для несущих до $Пл 1400 \dots 1600$; из шлакопемзобетона до $Пл 1300$ и 1700 ; для ограждающих конструкций из арболита до $Пл 700$. Этого можно добиться совершенствованием технологии производства пористых заполнителей, использованием пористых песков, поризацией бетонной смеси, фракционированием заполнителей и использованием прогрессивных технологий по приговлению бетона.

При определенных региональных условиях* комбинированное применение легких и ячеистых бетонов может способствовать повышению эффективности строительства.

Рогатин Ю. А., Фомичева Е. Н. Комбинированное применение легких и ячеистых бетонов в крупнопанельном домостроении // Бетон и железобетон. — 1980. — № 9. — С. 37—39.

Уважаемые авторы и читатели!

Журнал «Бетон и железобетон» предлагает свои страницы для публикации рекламы и объявлений, а также тематических подборок статей проектных и научно-исследовательских институтов, вузов, строительных объединений и концернов, коммерческих организаций и совместных предприятий. Подборка может состоять из 5...10 статей, каждая объемом до 7 машинописных страниц (напечатанных через 2 интервала) и 2...3 реклам.

Организация оплачивает редакции журнала стоимость услуг по подготовке материалов к печати, а также компенсирует расходы на бумагу, типографию и Роспечатать. Расчеты с ре-

дакцией производятся после выхода журнала с подборкой по выставлению счета. Оплату следует осуществлять на Стройиздат, структурным подразделением которого является редакция «Б и ЖБ». Реквизиты Стройиздата: 101442, Москва, Каляевская ул., 23 а, расчетный счет 362106 в Свердловском отд. Мосбизнесбанка г. Москвы, МФО 201241.

Стоимость публикации одной статьи договорная — от 3 тыс. р., стоимость рекламы — 16...20 р. за 1 см² площади страницы.

По всем вопросам просим обращаться в редакцию журнала: тел. 292-41-34, 292-62-05.

УДК 691.327:539.376

Особенности нелинейного деформирования бетона при высоких уровнях напряжений сжатия в условиях сложного напряженного состояния / А. П. Кириллов, А. Л. Кукуш, Э. Я. Багрий, В. Н. Завялов // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 4—6

Представлены некоторые результаты экспериментально-теоретических исследований ползучести тяжелого бетона при двухосном сжатии. Сопоставление экспериментальных данных с теоретическими по предложенным аналитическим зависимостям позволило добиться хороших результатов при описании относительных деформаций ползучести в направлении каждого из действующих напряжений.— Ил. 1.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.327:66.046

Применение вододispersных пленкообразующих составов при обработке изделий в термоформах / Г. В. Топильский, М. И. Корякина, И. В. Филатова // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 6—8

Разработаны эффективные вододispersные пленкообразующие составы (ВПС) для ухода за бетоном при обработке изделий в термоформах. ВПС обеспечивают сокращение энергозатрат в 1,5..2 раза, повышение прочности бетона на 18..35 %, а также исключают поверхностное трещинообразование изделий.— Табл. 3.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 691.327.620.198

Иванов Ф. М. Внутренняя коррозия бетона // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 8—10.

Даны общие сведения о внутренней коррозии бетона, вызываемой взаимодействием реакционноспособного кремнезема и щелочей, содержащихся в бетоне. Классифицированы горные породы, являющиеся источником коррозионного повреждения.— Ил. 3.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 691.327:539.4.002

Никитин В. В. Прибор для определения прочности строительных материалов // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 13—14

Описана конструкция механического прибора для определения прочности строительных материалов. Изложен метод определения прочности характеристик строительных материалов непосредственно в конструкциях и изделиях, в лабораторных и полевых условиях. Представлена экономическая обоснованность целесообразности применения указанного прибора.— Ил. 1.

УДК 624.012.35:620.191.33

Елагин Э. Г. Расчет по раскрытию трещин при совместном действии изгибающего и крутящего моментов и продольной силы // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 17—18.

Изложены основные положения расчета по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента, для балок сплошного и пустотелого прямоугольного сечения при одновременном действии изгиба и кручения, сжатия или растяжения. Показано хорошее совпадение вычисленных значений ширины раскрытия трещин с результатами опытов.— Ил. 1.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.35

Яковлев С. К., Башенко Н. П., Белкин М. И. Работа внецентренно сжатых бетонных элементов при повторно статическом нагружении // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 21—22

Изложены результаты исследований внецентренно сжатых бетонных элементов при повторно статическом нагружении. Рассмотрено изменение напряженно-деформированного состояния нормальных сечений испытываемых элементов. Предложена методика расчета внецентренно сжатых бетонных элементов из условия приспособляемости. Приведены результаты расчетов по предлагаемой методике.— Ил. 3, табл. 2.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.012.41

Янкевич М. А., Бамбура А. Н., Лисеный А. М. Расчет сечений элементов при косом внецентренном сжатии // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 23—24

Предложен аналитический метод получения зависимостей между усилиями и деформациями в сечении железобетонного элемента прямоугольной формы, воспринимающем осевые усилия и моменты в двух направлениях. Метод основан на прямом интегрировании функции напряжений в бетоне, причем учитываются полные диаграммы деформирования бетона и арматуры.— Ил. 2.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073

Работа железобетонных плит, опертых по четырем углам / О. Ф. Ильин, А. В. Грановский, И. А. Залесов и др. // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 25—26.

Приведены результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности железобетонных плит перекрытий, опертых по четырем углам. На основе анализа данных испытаний предложена методика расчета прочности, жесткости и трещиностойкости плит с учетом характера их опирания.— Ил. 2, табл. 1.

УДК 624.012.45:536.468

Федоров В. С. Основы численного расчета предела огнестойкости армополимербетонных конструкций // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 26—29.

Приведена общая схема расчета предела огнестойкости армополимербетонных статически неопределимых конструкций. На основе полных диаграмм деформирования полимербетона и арматуры с учетом температуры нагрева разработан расчет для ЭВМ прочности по нормальным сечениям в общем случае приложения внешних сил, при произвольной форме поперечного сечения. Приведена дискретная расчетная модель для нормального сечения, даны уравнения равновесия, методика вычисления элементов матрицы жесткости сечения и конструкции, построена обобщенная диаграмма термомеханического состояния полимербетона при кратковременном сжатии с учетом температуры нагрева и физической нелинейности.— Ил. 2.

УДК 691.327:666.973.2.003.13

Рогатин Ю. А., Александрова Н. А., Глухов В. И. Экономическая эффективность применения легких бетонов // Бетон и железобетон.— 1992.— № 8.— С. 29—31

Приведена оценка технико-экономической эффективности применения конструкций стен из легких бетонов в зданиях различного назначения, возводимых в разных территориальных районах. Рекомендуется использовать два критерия — коэффициент экономической предпочтительности и критерий эксплуатационной предпочтительности.— Табл. 3.— Библиогр.: 1 назв.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Ю. Л. Циханкова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 05.06.92. Подписано в печать 27.07.92. Формат 60×90¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,18. Тираж 9 098 экз. Заказ 5873. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул. (бывш. Каляевская ул.), 23а

Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства печати и информации Российской Федерации 142300, г. Чехов, Московской обл.
Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

НОВЫЕ РЕКОМЕНДАЦИИ по расчетному определению оптимальных величин отпускной прочности бетона типовых предварительно напряженных железобетонных конструкций

ГОСТ 13015.0—80 содержит Приложение 1, где предлагаются максимальные допустимые величины отпускной прочности железобетонных конструкций (до 70 % класса бетона — летом и 85... 90 % класса бетона — зимой).

Известно, что снижение отпускной прочности ниже указанных уровней способствует экономии расхода цемента, поскольку подбор состава бетона производится по величине отпускной прочности.

Стандарт допускает снижение указанных в Приложении 1 уровней отпускной прочности бетона на основе расчетов их определения (при условии соблюдения требований норм СНиП 2.03. 01—84 и др.).

С этой целью НИИЖБ подготовил Рекомендации с программами для ЭВМ и ПЭВМ, которые позволят на основе расчетной оценки (по СНиП 2.03.01—84) и впервые разработанных новых критериев определять оптимальные (минимальные) уровни отпускной прочности бетона с целью экономии цемента при производстве преднапряженных конструкций заводского изготовления. Используя Рекомендации, можно получить экономию расхода цемента при подборе состава бетона (до 30...50 кг/м³) при сохранении надежности изделий.

ВОЗМОЖНЫЕ ФОРМЫ СОТРУДНИЧЕСТВА:

- заключение договоров на передачу рукописи Рекомендаций с проведением на ЭВМ и персональных ПЭВМ (IBM PC XT) необходимых многовариантных расчетов
- консультативная помощь в организации постоянной службы по оценке отпускной прочности бетона (в проектной организации или в бюро на заводах ЖБИ и др., в зависимости от имеющихся условий отгрузки изделий и других особенностей) и оперативное регулирование расхода цемента при производстве бетонной смеси.

ОБРАЩАТЬСЯ: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 5,
НИИЖБ, лаб. № 19; тел.: 174-88-91.

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ КООПЕРАТИВ

«АДАПТОР»

РАСПРОСТРАНЯЕТ ТЕХНИЧЕСКУЮ ДОКУМЕНТАЦИЮ:

- Фильтр для очистки воздуха на выходе приемного бункера БСЦ, выполненный в виде каскада металлических секций, заполненных щебнем (цена комплекта чертежей с учетом 30 % почтовых сборов и НДС — 700 р.)
- Приспособление для стяжки проволочного крепления груза на железнодорожных платформах — «ключ-закрутка» (350 р.)
- Пневмонасос для подачи цемента на высоту 4...30 м и производительностью 30...60 т/ч (700 р.)
- Виброустройство накладное для очистки полувагонов от сыпучих инертных материалов (350 р.)
- Вибротумба для уплотнения нежестких бетонных смесей простой и надежной конструкции (900 р.)
- Бетоносмеситель принудительного действия 0,6 м³, простой в изготовлении. Двигатель 30 кВт (1500 р.)
- Станок для навивки проволочного армирования железобетонных стоек ЛЭП трапецеидального сечения (1500 р.)
- Станок для производства анкерных шайб из «катанки» диаметром 6,5 мм для арматурных стержней 10...12 мм (1500 р.)
- Формы металлические для изготовления блоков ФСБ/24.3.6 (2-местные) и ФСБ 24.4.6 (6-местные) массой 1,4 и 4,3 т соответственно (700 р.)

«Адаптор» изготавливает портативный прибор для определения прочности бетона методом пластической деформации по ГОСТ 22690 — молоток МИС—500, обеспечивающий стабильный удар по бетонной поверхности и не требующий сменных элементов. Стоимость комплекта с инструкцией и угловым масштабом — 950 р.

Расылка документации производится наложенным платежом по гарантийному письму или бандеролью со скидкой 20 % при предоплате на р/с 1461921 в Зализничном Укрсоцбанке Киева. МФО 322034, почтовый индекс банка 252110. Адрес: 254112, Киев, а/я 848, «Адаптор».