

Самонапряженные сборно-монокитные конструкции перекрытий

В многоэтажных промзданиях, где условия производства сопряжены с воздействием воды, масел и бензина на поверхность междуэтажных перекрытий, их целесообразно выполнять сборно-монокитными с монокитной частью из напрягающего бетона. Особенность напрягающего бетона заключается в том, что в результате протекания физико-химических процессов при твердении его объем увеличивается [1].

В общем случае на деформации расширения напрягающего бетона существенно влияют условия твердения и энергоактивность используемого напрягающего цемента. При расширении напрягающего бетона в связанных условиях (например, при наличии стальной арматуры) возникают сжимающие напряжения (самонапряжение).

В сборно-монокитных перекрытиях сборная часть ограничивает деформации расширения напрягающего бетона слоя набетонки. Поскольку монокитный напрягающий бетон не имеет усадочных трещин и обладает повышенной плотностью, он является стойким против воздействия отмеченных флюидов [1]. Это позволяет отказаться от устройства дополнительной прокладочной изоляции несущих конструкций.

С целью изучения особенностей работы самонапряженных сборно-монокитных ребристых перекрытий при омоноличивании напрягающим бетоном и при статическом нагружении провели исследования. Учитывая, что в настоящее время подавляющее большинство междуэтажных перекрытий многоэтажных промзданий выполняют из ребристых плит длиной 6 м, в качестве сборной части использовали их образцы-модели в масштабе 1:2. Конструкция и армирование опытных образцов представлены на рис. 1.

Для экспериментов использовали свободно опертые образцы марки НЦР и неразрезные двухпролетные фрагменты марки НЦН. Для сравнения результатов изготовили образцы-аналоги с монокитной частью из бетона на портландцементе марок ПЦР и ПЦН.

Монокитную часть плит при высоте ребра 200 мм выполняли толщиной 6 см из бетона на напрягающем цементе НЦ-20 со следующими показателями:

самонапряжение — 2,1 МПа, свободное расширение — 0,67 %, прочность на сжатие в возрасте 28 сут — 43 МПа. Расход составляющих для бетона монокитной части по массе 1 м³ в сухом состоянии: напрягающий цемент — 600 кг, гранитный щебень Микашевичского карьера фракции 5...20 мм — 960 кг, песок с $M_k=2-600$ кг, вода — 240 л.

Монокитный бетон укладывали не менее чем через 28 сут после формирования сборных частей и сразу же укрывали пленкой для предотвращения потери влаги. В связи с тем, что расширение напрягающего бетона (образование кристаллов ГСАК) требует наличия водной среды, через 12...28 ч воздушно-сухого хранения монокитный бетон посыпали опилками и интенсивно увлажняли. Деформации замеряли при расширении напрягающего бетона и при статическом нагружении сборно-монокитной конструкции.

Исследованиями на стадии расширения установлено, что самонапряжение ребристых плитных конструкций подчиняется основным закономерностям, а его величину можно определить по формуле

$$\sigma_{сп} = 1,2 R_{сп} k_{\mu} k_e k_w \quad (1)$$

где $R_{сп}$ — расчетное самонапряжение [2]; k_e — коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета равнодействующей усилия самонапряжения; k_{μ} —

коэффициент, определяемый в зависимости от μ_p .

Поскольку в самонапряженных сборно-монокитных конструкциях ограничивает деформации расширения в основном сборная часть, предложено ее заменять некоторым условным армированием A_{sf} , площадь которого

$$A_{sf} = \frac{0,5 E_{b1}}{E_s \left(\frac{1}{A_{red}} + \frac{e_{o\lambda} y_{red}}{I_{red}} \right)}, \quad (2)$$

где E_{b1} , E_s — начальный модуль упругости бетона сборной части и арматуры; A_{red} , I_{red} — приведенная площадь и момент инерции сборной части сечения; $e_{o\lambda}$ — эксцентриситет равнодействующей усилия самонапряжения в монокитном слое относительно центра тяжести приведенного сечения сборного элемента.

Процент суммарного условного армирования в данном случае

$$\mu_p = \frac{A_s + A_{sf}}{A_{b2}} \quad (3)$$

где A_{b2} — площадь сечения монокитного бетона; k_w — коэффициент, учитывающий влияние начальной прочности монокитного бетона, при которой осуществляют его увлажнение.

В течение 6...8 ч после бетонирования, когда сцепление по контакту между монокитным слоем и сборной эле-

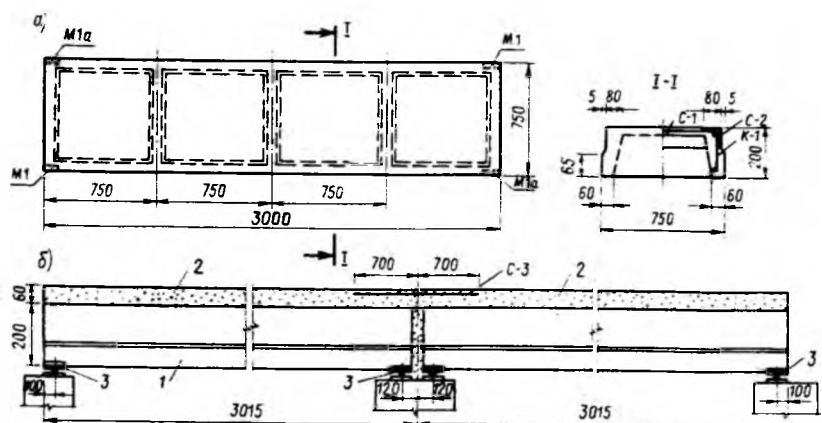


Рис. 1 Конструкция сборной плиты (а) и неразрезного сборно-монокитного фрагмента (б) 1 — сборный элемент; 2 — монокитная набетонка; 3 — закладная деталь; 4 — цементно-песчаный раствор

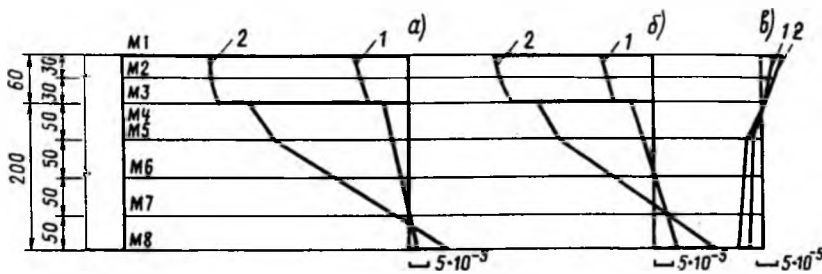


Рис. 2 Деформированное состояние пролетного нормального сечения самонапряженных сборно-монолитных неразрезанных фрагментов (а), разрезных элементов: (б) на стадии расширения и от усадки (в)
1 — к моменту начала увлажнения напрягающего бетона; 2 — после увлажнения

ментом отсутствовало, напрягающий бетон расширялся свободно, а деформаций в сборном элементе не отмечалось. При прочности монолитного бетона 7,5...11 МПа сцепление по контакту оказывалось достаточным для надежного соединения его со сборным элементом. При дальнейшем совместном деформировании монолитный напрягающий бетон стремился расширяться, а сборный элемент, связанный с ним по контакту, препятствовал этому, ограничивая деформации расширения. Это привело к тому, что сборная часть сечения оказалась в центре растянутой, а монолитный слой — в центре обжатой. В сборной части опытных образцов зафиксированы деформации растяжения в верхней зоне сечения и сжатия в нижней, сборно-монолитный элемент получал выгиб (рис. 2). Самонапряжение в монолитном слое, определенное по деформациям сборной части и по показаниям глубинных датчиков в напрягающем бетоне, представлено в табл. 1.

Напряженно-деформированное состояние, вызванное расширением монолитного напрягающего бетона, существенно влияет на работу сборно-монолитных элементов под нагрузкой.

Статические испытания равномерно распределенной нагрузкой показали, что самонапряженные сборно-монолитные ребристые перекрытия обладают повышенной трещиностойкостью поперечных сечений и несколько большей несущей способностью по сравнению с образцами-аналогами (табл. 2).

Характер трещинообразования самонапряженных сборно-монолитных элементов отличался от аналогов с монолитной частью из бетона на портландцементе. Вначале, как правило, возникали нормальные трещины в верхней и средней зонах (растянутых при расширении) сборных частей, пересекавшие до 1/3 высоты сечения. Трещины в нижней зоне пересекали сечение сборной части на всю высоту, вплоть до контакта, или соединялись с уже существовавшими. При дальнейшем повышении нагруз-

Т а б л и ц а 1

Марка образца	$\sigma_{впр}$, МПа	$\frac{\sigma_{впр}^{exp}}{\sigma_{впр}^{th}}$	$i_{оп}$, см
НЦР-1	1,75/1,64	1,07	0,60
НЦП-2	1,81/1,60	1,31	0,55
НЦП-1	1,73/1,57	1,17	0,54
НЦН-2	2,41/2,37	1,02	0,50
НЦН-3	1,89/1,61	1,14	0,45
НЦН-4	1,31/1,64	1,16	0,40

Примечание. Перед чертой — $\sigma_{впр}^{exp}$, после черты — $\sigma_{впр}^{th}$

Т а б л и ц а 2

Марка образца	R_{fail} , кПа	$M_{ср}$, кН·м	$\frac{M_{ср}^{th}}{M_{ср}^{exp}}$
			(для пролетных сечений)
НЦР-1	-/27,66	-/8,53	1,07
НЦР-2	-/24,58	-/11,47	1,10
НЦР-1	-/25,57	-/6,07	1,02
НЦН-1	19,60/44,73	8,13/13,45	1,12
НЦН-2	21,40/45,27	8,07/12,74	1,03
НЦН-3	29,76/51,37	7,96/13,55	1,05
НЦН-4	23,40/53,71	7,96/12,74	1,05
ПЦН-1	17,34/38,71	3,72/6,17	1,07
ПЦН-2	18,70/36,57	3,64/6,83	1,09

Примечание. Перед чертой — на опоре; после черты — в пролете.

ки нормальные трещины не развивались в монолитный слой, их ширина раскрытия оставалась примерно постоянной при увеличивающемся их числе, в то время как в образцах-аналогах они проходили в монолитный слой и продолжали раскрываться (рис. 3). Незначительное число трещин на границе контакта связано с достаточно высоким уровнем сжимающих напряжений ($\sigma_{впр} = 1,75...2,41$ МПа) в монолитном слое.

Разрушение неразрезных фрагментов начиналось с опорного сечения при нагрузке примерно 50 % пролетной, а затем происходило разрушение нормального сечения в пролете в результате достижения растянутой арматуры предела текучести. При связанном расширении напрягающего бетона в верхней зоне сборного элемента образцов

НЦН-1, НЦН-3, НЦР-2 возникли нормальные трещины шириной раскрытия до 0,2 мм. При нагружении верхние трещины не оказали заметного влияния на трещиностойкость нормальных сечений, поскольку момент сопротивления сечения без трещины незначительно отличается от момента сопротивления до сечения, пронизанного трещиной. Сжимающие напряжения на нижней грани сборного элемента в сечении с трещиной были на 13...15 % больше, чем в сечениях между трещинами. Вследствие дополнительного выгиба и повышенной жесткости неразрезные самонапряженные сборно-монолитные элементы имели меньшие прогибы (до 30 %) и ширину раскрытия трещин.

Анализ изменения напряженно-деформированного состояния сечения от исходного до разрушения сборно-монолитного образцов показал, что дополнительные усилия от расширения действуют вплоть до разрушения, поэтому их следует учитывать при расчете самонапряженных конструкций по жесткости и трещиностойкости.

Момент, воспринимаемый сечением конструкций при образовании нормальной трещины с учетом дополнительного усилия от расширения напрягающего бетона в общем случае можно определить по зависимости

$$M_{ср} = R_{bl,ser} W_{pl} + N_{bp} \times (e_{oN} - r_y) \frac{r_y A_{red}}{W_{1,0}} + P_{0,2} (e_{op} + r_y), \quad (4)$$

где N_{bp} — усилие от самонапряжения в монолитном напрягающем бетоне с учетом потерь от усадки и ползучести; e_{oN} — эксцентриситет усилия относительно центра тяжести приведенного сечения сборной части; r_y — расстояние от центра приведенного сечения сборной части до верхней ядерной точки, наиболее удаленной от растянутой зоны; $P_{0,2}$ — усилие предварительного обжатия в преднапряженном сборном элементе.

При установлении деформаций сборно-монолитных элементов с монолитной частью из напрягающего бетона рекомендуется учитывать выгиб при расширении напрягающего бетона. Дополнительная кривизна, вызванная связанным расширением напрягающего бетона,

$$\frac{1}{r_{bp}} = \frac{M_{bp}}{k B_{0,2}}, \quad (5)$$

где M_{bp} — момент от усилия преднапряжений сжатия в монолитном слое (самонапряжение), определяемый относительно центра тяжести сборного элемента: $M_{bp} = N_{bp} e_{oN}$, $B_{0,2}$ — фактическая

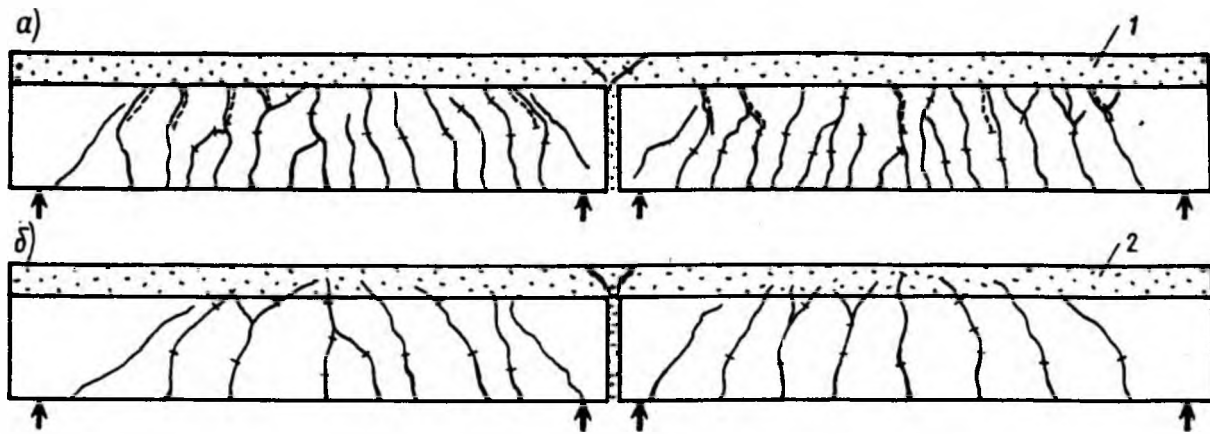


Рис. 3 Трещинообразование неразрезных фрагментов с монолитной частью из напрягающего бетона (а) и из бетона на портландцементе (б)
1 — монолитный слой; 2 — сборный элемент

изгибная жесткость сборной части при расширении.

Сопоставление опытных значений с расчетными, определенными по формулам (4), (5), (см. табл. 2), показало, что расхождение результатов не превышает 5...7%. На основании проведенных исследований разработаны технические проекты различных многоэтажных зданий со сборно-монолитными самонапряженными перекрытиями. В результате уменьшения высоты сечений, снижения расхода стали, ликвида-

ции изоляционной прослойки экономический эффект достигает при проектировании таких конструкций 5...6 р/м² перекрытия.

Выводы

Использование напрягающего бетона в качестве монолитной части сборно-монолитной конструкции создает выгодное доэксплуатационное напряженное состояние, благоприятно влияющее на работу конструкции под нагрузкой.

Опыт проектирования и возведения самонапряженных сборно-монолитных

конструкций свидетельствует об их эффективности, надежности и перспективах широкого применения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Михайлов В. В., Литвер С. Л. Расширяющиеся и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции — М.: Стройиздат, 1974. — 307 с.
2. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.01.03—84) — М.: ЦИТП, 1986. — 32 с.

УДК 69.057.2

Ф. А. ИССЕРС, д-р техн. наук, Н. И. ВЕРШИНИНА, канд. техн. наук, Н. Г. ПАЛАГИН, инж. (НИИЖБ)

Исследование совместной работы объемно-блочных стен силосов с безболтовыми стыками

В силосных сооружениях, которые возводят из объемных блоков размером в плане 3×3 м с перевязкой вертикальных стыков, в каждом ряду элементы устанавливают в шахматном порядке. Вертикальные стыки одного ряда перекрываются объемными элементами другого, при этом их расположение повторяется через ряд. По наружному контуру силосного корпуса между блоками располагают плоские панели, а в крайних — угловые элементы. Элементы в ряду соединяют болтами, горизонтальные швы между рядами заполняют цементно-песчаным раствором [1].

При эксплуатационных нагрузках вследствие совместной работы смежных по высоте элементов происходит пере-

распределение внутренних усилий в сечениях в зависимости от их жесткости [1], часть усилия через обжатые горизонтальные швы передается на сплошные сечения соседних по высоте блоков, что позволяет облегчить соединение элементов благодаря замене болтов стержневыми каркасами в горизонтальных швах.

Исследования узловых сопряжений, опытных конструкций и натурных сооружений на силовые воздействия и водонепроницаемость позволили предложить конструкцию стен силосного корпуса с безболтовыми стыками [2]. При разработке стыковых сопряжений наружных силосов потребовалось определить условия, при которых обеспечива-

ется совместность работы смежных по высоте элементов стен силосов, а также методику оценки их прочности, жесткости и трещиностойкости.

Совместная работа возможна в случае, если удерживающие усилия в горизонтальных швах превышают сдвигающие, возникающие ввиду разной жесткости узлов сопряжения. Удерживающие силы включают сопротивление раствора горизонтальных швов срезу и трение между поверхностями сдвига благодаря вертикальным усилиям от собственной массы конструкций и части массы сыпучего материала, передающейся на стены силосов.

Для изучения совместной работы смежных по высоте стен силосов исполь-