

1,4 – 1,64 раза, что интегрально учитывает действие вышеуказанных факторов.

В целом усредненный коэффициент неравномерности распределения кольцевых напряжений, подсчитанный по всей испытанной группе образцов, составил 1,52. Анализ замеров кольцевых деформаций дал примерно такой же разброс.

Таким образом, экспериментальные исследования выявили две возможные схемы разрушения – от продольного раскола стенки колонны при недоиспользованной прочности поперечного сечения колонны на сжатие и от разрушения бетона в месте перехода от полого сечения к сплошному при исчерпании несущей способности бетона колонны на сжатие, причем именно эту схему следует считать наиболее приемлемой.

#### МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ТОРЦЕВЫХ ЗОН

Условие прочности в расчетном сечении – месте перехода от полого сечения к сплошному можно записать в виде

$$N_u = \omega R_b A_b + R_{sc} A_s,$$

где  $R_b$  – призмная прочность центрифугированного бетона,

$A_b$  – площадь сечения стенки центрифугированной полый колонны,

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию,

$A_s$  – площадь сечения продольной арматуры,

$\omega$  – коэффициент неравномерности распределения продольных напряжений по толщине стенки расчетного сечения.

Для всех опытных образцов рассматриваемой схемы разрушения были обратным путем вычислены значения коэффициентов  $\omega$ , значения которых в зависимости от толщины стенки приведены на рис. 4.

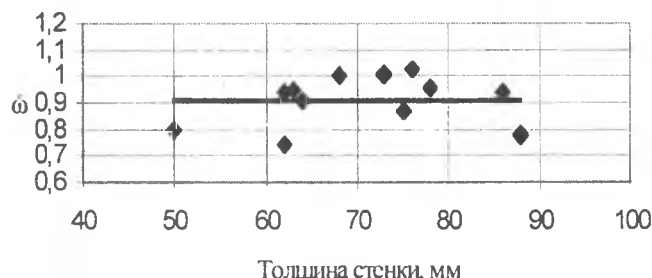


Рис. 4. График зависимости коэффициента  $\omega$  от толщины стенки колонны.

УДК 624.012.3

Щербач А.В.

### ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ САМОНАПРЯЖЕННЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БАЛОК СО ЗНАКОПЕРЕМЕННОЙ ЭПЮРОЙ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ

Сборно-монолитные конструкции находят всё более широкое применение в строительной отрасли Республики Беларусь. Это объясняется возможностью создания экономичной неразрезной конструкции посредством рационального объединения сборных элементов заводского изготовления при помощи монолитного бетона, укладываемого в построечных условиях. Такие решения очень эффективны как при новом

Как видно из приведенных данных, среднее значение коэффициента  $\omega$  можно принимать вне зависимости от толщины стенки колонны равным 0,9. Коэффициент вариации по всей группе анализируемых образцов при этом составил 15 %.

#### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенные экспериментальные исследования работы торцевых зон центрифугированных колонн кольцевого сечения с бетонным ядром замоноличивания во внутренней полости на участке ограниченной длины позволили разработать методику расчета прочности этих элементов и рекомендации по их проектированию. Областью применения данной методики являются торцевые зоны полых центрифугированных колонн с неармированными внутренними ядрами высотой не менее внутреннего диаметра колонны.

Данная методика использована при проектировании и изготовлении колонн объекта экспериментального строительства – цеха запасных частей ПО «БелАЗ» в г. Жодино.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пецольд Т.М. Принцип концентрации материала при проектировании каркасов одноэтажных промышленных зданий // Строительство и архитектура Белоруссии. 1982. - N 3. - с. 39.
2. Серия Э-1561. Новое конструктивное решение каркаса одноэтажных производственных зданий, решенных в сборном железобетоне, с обеспечением работы колонн и фундаментов только на центральное сжатие.- Л., ПИ-1, 1980.
3. Сергеева Е.Т. Объемно-планировочные решения и конструктивные особенности одноэтажных производственных зданий с диафрагмами жесткости. Автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.01/ Белорус. госуд. политехн. академия - Минск., 1989. - 24 с.
4. Лассо Т. Исследование напряженно-деформированного состояния оголовков центрифугированных колонн. Автореферат дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Белорус. госуд. политехн. академия — Минск, 1991. — 20 с.

строительстве, так и при реконструкции зданий и сооружений различного назначения.

Вместе с тем, при применении в качестве монолитной части традиционных бетонов на основе портландцементного вяжущего в сечениях сборно-монолитной конструкции возникает дополнительное напряженно-деформированное состояние, вызванное несовместной усадкой и ползучестью

Щербач Александр Валерьевич. Аспирант каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

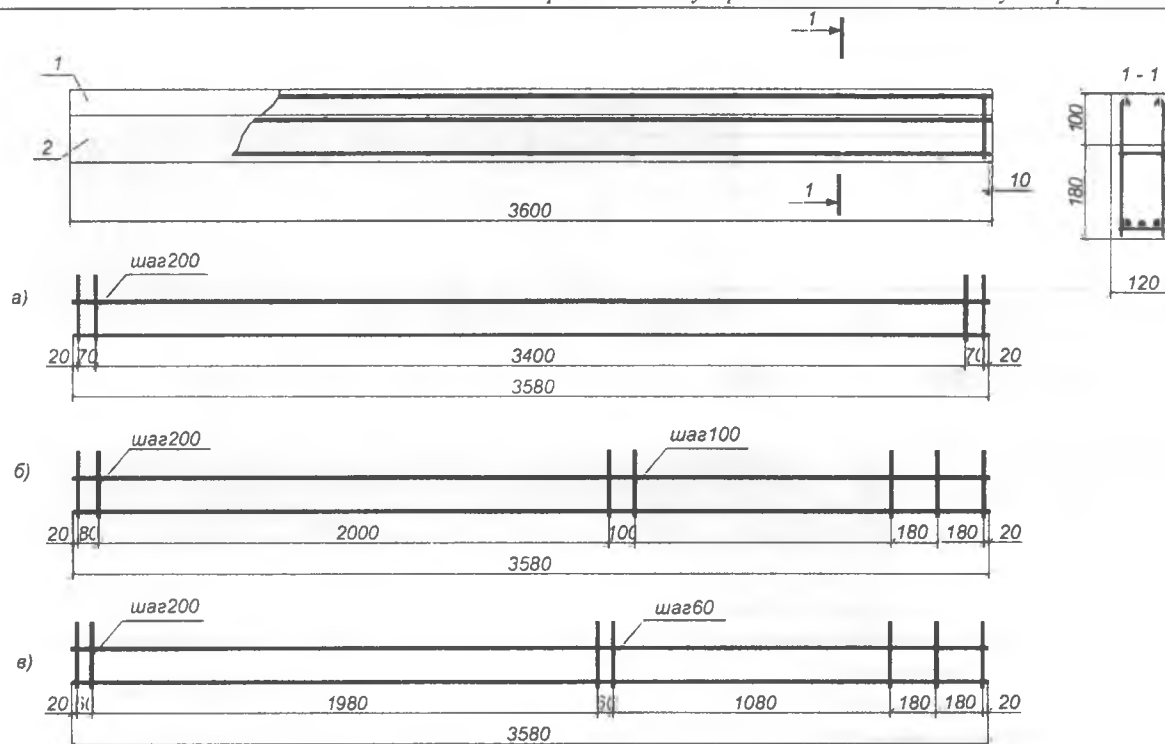


Рис. 1. Конструкция опытных балок: 1 – монолитная часть балки, 2 – сборная часть балки; а) схема плоского каркаса балок серии Б-I; б) схема плоского каркаса балок серии Б-II; в) схема плоского каркаса балок серии Б-III.

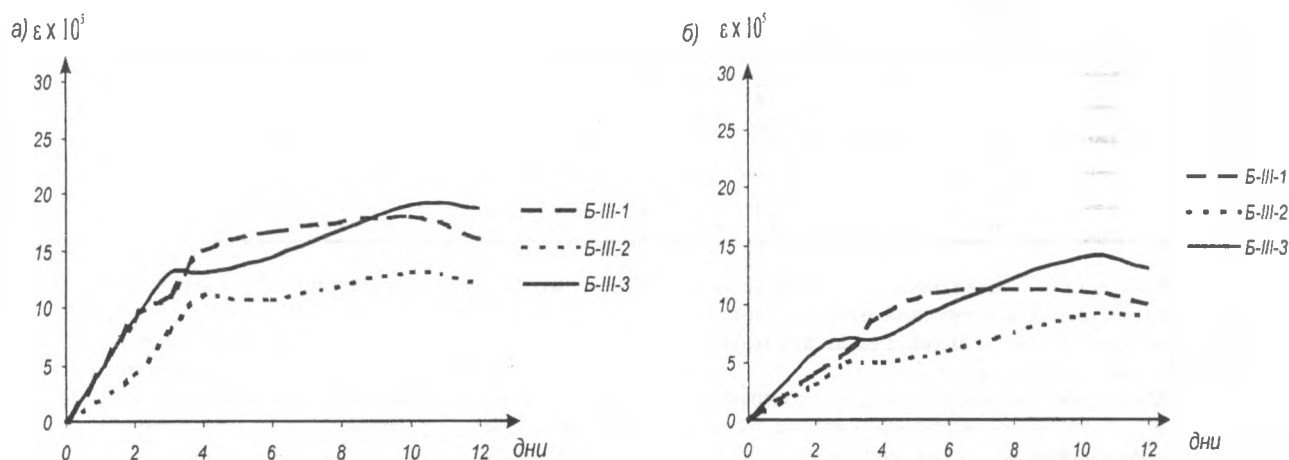


Рис. 2. Деформации бетона самонапряженных сборно-монолитных балок серии Б-III по верхней грани монолитной части (а), по верхней грани сборной части (б).

составляющих бетонов. Несовместная усадка приводит к появлению дополнительных усилий, снижающих эксплуатационные характеристики сборно-монолитной конструкции. Использование напрягающего бетона, претерпевающего в процессе твердения объемное расширение, позволяет не только компенсировать неблагоприятные последствия усадки, но и создать предварительное напряжение конструкций в построенных условиях. Методы определения параметров напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных конструкций при расширении напрягающего бетона монолитной части разработаны достаточно полно [1], изучено влияние самонапряжения на сопротивление нормальных сечений. Однако, вопросы прочности наклонных сечений сборно-монолитных самонапряженных изгибаемых элементов исследованы недостаточно.

С целью изучения работы наклонных сечений сборно-монолитных самонапряженных конструкций со знакопере-

менной эпюрой изгибающих моментов были выполнены экспериментальные и теоретические исследования.

Исследования проводились на сборно-монолитных балках прямоугольного сечения размером 120x280 мм длиной 3600 мм, при этом монолитный слой балок выполнялся из напрягающего бетона. Состав напрягающего цемента подбирался таким образом, чтобы свободное расширение бетона составляло не менее 1%. Варьируемым параметром в сериях опытных образцов являлся процент поперечного армирования  $\rho_{sw}$  установленного по длине расчетного приопорного участка: в балках серии Б-I – 0.11%, Б-II – 0.21%, Б-III – 0.35%. Каждая серия состояла из 3-х опытных балок (см. рис. 1).

Исследования балок проводились на стадии изготовления и статических испытаний.

Благодаря использованию напрягающего бетона для монолитной набетонки в конструкции формировалось собственное, исходное напряженно-деформированное состояние.

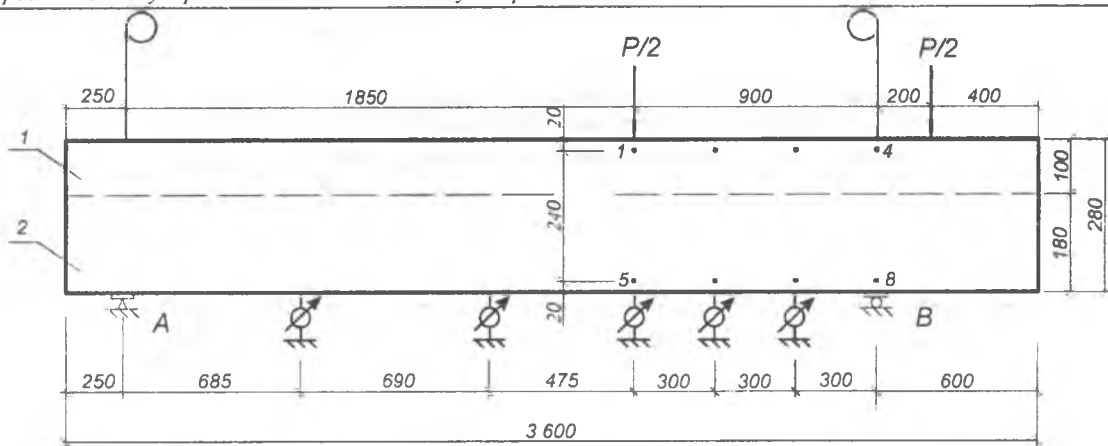


Рис. 3. Схема приложения сил и расположения измерительных приборов на лицевой стороне сборно-монолитной опытной балки при статических испытаниях.

1 – слой монолитного бетона; 2 – сборный элемент; П – прогибомеры; • – репер;  $\odot$  – индикатор часового типа.

Таблица 1. Результаты статических испытаний балок

Обозначение балок	Предельная нагрузка, кН	Угол наклона критической трещины, $\theta^\circ$	Характер разрушения
Б-I-1	160	39	как результат разрыва поперечной арматуры в сборной части балки
Б-I-2	180	19	---/--
Б-I-3	180	41	---/--
Б-II-1	240	39	---/--
Б-II-2	240	43	---/--
Б-II-3	200	36	---/--
Б-III-1	280	43	---/--
Б-III-2	280	42	---/--
Б-III-3	250	42	---/--

При определении исходного напряженно-деформированного состояния конструкций измеряли деформации по боковым граням балки и выгиб. Результаты наблюдений за балками серии III даны на рис. 2.

Исходное НДС (напряженно-деформированное состояние) в конструкциях возникало в результате расширения напрягающего бетона и изменялось на протяжении срока наблюдений за балками. После укладки напрягающего бетона в материале протекали два процесса – расширение и твердение. При достижении напрягающим бетоном прочности 5-7 МПа сборная часть начинала ограничивать перемещения монолитной части, тем самым получая НДС внецентренного растяжения, а монолитная часть – внецентренного сжатия. В результате балка получала выгиб.

Статические испытания сборно-монолитных балок проводились на 250-тонном прессе приложении статической нагрузки в виде двух сосредоточенных сил. Величину прикладываемой нагрузки контролировали при помощи поверенного динамометра ДОУ-3-5. Нагрузку прикладывали ступенями по 20 кН. Схема приложения нагрузки и установки приборов, фиксирующих поведение конструкции под нагрузкой, показана на рис. 3.

Деформации бетона и перемещение конструкций были измерены с помощью индикаторов ИЧ -10 с ценой деления 0,01 мм и прогибомеров ПАО-6. Деформации бетона измеряли по горизонтали и по диагонали.

В таблице 1. представлены предельная нагрузка и угол наклона критических наклонных трещин испытанных сборно-

монолитных балок (в соответствии со схемой, показанной на рис. 3).

В ходе эксперимента наблюдали за образованием и раскрытием трещин, за характером разрушения конструкций.

При нагружении балки трещины нормального отрыва образовывались во всех сериях балок при нагрузке равной  $0,2 \dots 0,3 F_u$ . Трещины распределялись по длине пролета приблизительно с равным шагом. По мере увеличения нагрузки развитие трещин по высоте сечения увеличивалось, достигая, в некоторых случаях, 80-90% высоты сечения сборного элемента опытной балки. Во всех сериях балок первые наклонные трещины образовывались в зоне точки приложения сосредоточенной силы в пролете (см. рис. 4). При этом образование первой наклонной трещины в серии балок Б-I происходило при нагрузке  $0,6 \dots 0,7 F_u$ , в серии Б-II –  $0,4 \dots 0,6 F_u$ , в серии Б-III –  $0,4 \dots 0,5 F_u$ .

По мере возрастания нагрузки, образовавшиеся наклонные трещины развивались вдоль продольной арматуры, что характерно для элементов с высоким коэффициентом продольного армирования и соответствует условиям опыта.

Наклонные трещины у опоры «В» образовывались в серии балок Б-I при нагрузке  $0,8 \dots 0,95 F_u$ , в серии Б-II  $0,6 \dots 0,7 F_u$ , в серии Б-III –  $0,57 \dots 0,65 F_u$ . Угол наклона трещин, возникших у опоры «В», к горизонтальной оси испытываемых балок составлял в серии Б-I  $\alpha(35 - 39)^\circ$ , Б-II –  $\alpha(50)^\circ$ , Б-III –  $\alpha(30 - 47)^\circ$ . Как правило эти трещины пересекали все сечение балки, выходя на верхнюю грань монолитной части.

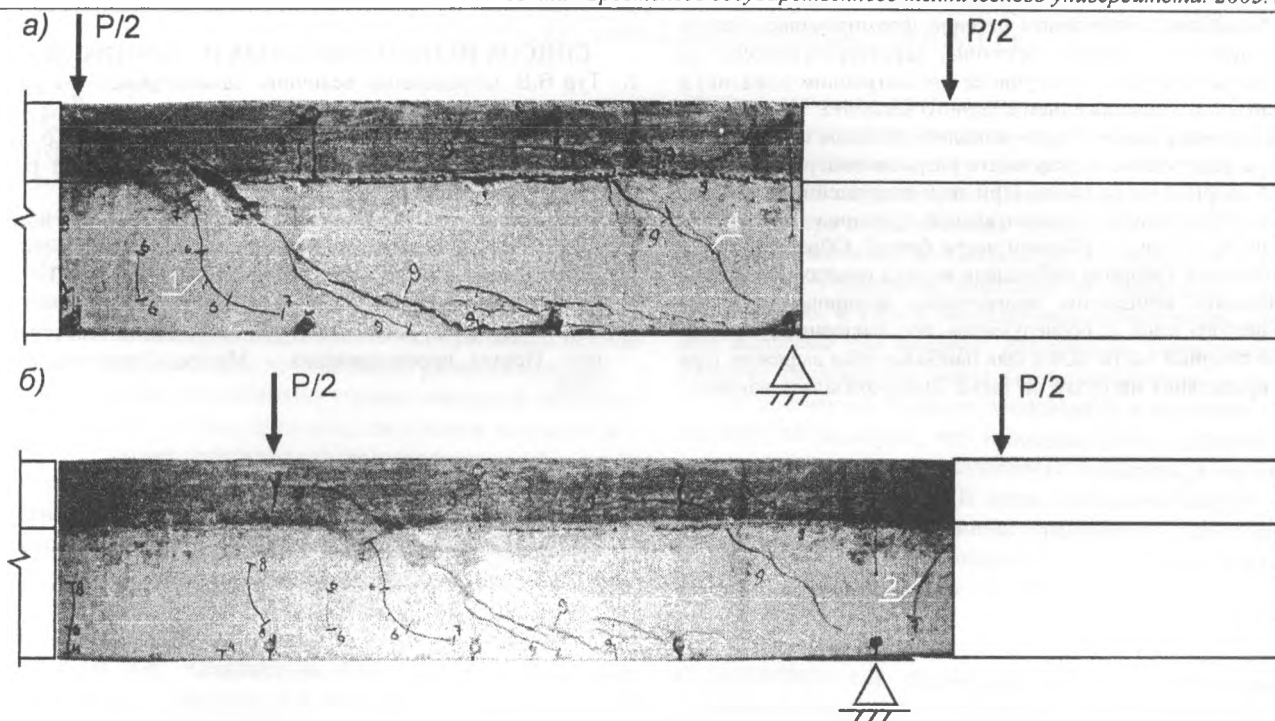


Рис. 4. Картина трещинообразования в балке Б-III-1.  
1...4 – наклонные трещины, пронумерованные в порядке их образования.

Таблица 2. Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для испытанных балок

Обозначение балок	Предельная нагрузка, кН		$\frac{V_{sd,exp}}{V_{sd,calc}}$
	Опытная	Расчетная по методу заменяющей балки [2]	
Б-I-1	160	93,8	1,71
Б-I-2	180	93,8	1,91
Б-I-3	180	93,8	1,91
Б-II-1	240	174,7	1,37
Б-II-2	240	174,7	1,37
Б-II-3	200	174,7	1,14
Б-III-1	280	282,4	0,99
Б-III-2	280	282,4	0,99
Б-III-3	250	282,4	0,89

Примечание: прочностные характеристики составной заменяющей призмы рассчитывались по формуле:

$$f_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\sin\theta \cdot (\cos\theta - \mu \cdot \sin\theta)}, [2], \text{ где: } \tau_{Rd,c} - \text{расчетное сопротивление сдвигу стыкового соединения:}$$

$$\tau_{Rd,c} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho_j \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha), [3]$$

В серии балок Б-I, с наименьшим процентом поперечного армирования, возникновение наклонной трещины у опоры (см. рис. 4 – трещина № 4) происходило совместно с отрывом монолитной части балки на участке между точкой приложения сосредоточенной силы в пролете и опорой «В». При этом отрыв монолитной части происходил мгновенно.

Образование горизонтальной трещины по стыку монолитной и сборной частей опытных балок происходило и в сериях Б-II и Б-III. Однако раскрытие горизонтальной трещины и сдвиг монолитной части относительно сборной проявлялись в меньшей степени чем в серии Б-I. Это объясняется влиянием главного варьируемого параметра – процента поперечного армирования (в серии Б-I  $\rho_{sw} = 0.11\%$ ). Следует отметить еще одну особенность трещинообразования опытных балок –

различное количество наклонных трещин развивавшихся в сборной и монолитной частях опытных образцов. В большинстве испытанных балок наклонные трещины, пересекая сборную часть сечения, достигали контактной плоскости, а далее наблюдалось развитие горизонтальной трещины вдоль стыкового соединения.

Полученные экспериментальные данные были сопоставлены с результатами расчета по методу заменяющей балки [2] (см. табл. 2).

### ВЫВОДЫ

1. Испытания, выполненные на стадии твердения напрягающего бетона монолитной части, показали, что в результате его расширения в условиях ограничения деформаций сбор-

ным элементом в составном сечении формировалось напряженно-деформированное состояние, характеризующееся самоупрежением набетонки (при ее внецентренном обжатии) и внецентренным растяжением сборного элемента.

2. При испытании сборно-монолитных балок наблюдалось хрупкое разрушение в результате разрыва поперечной арматуры в сборной части балки. При этом разрушение сопровождалось образованием горизонтальной трещины (отделением монолитного слоя от сборной части балки). Образование горизонтальной трещины наблюдали во всех опытах. В балках с наименьшим процентом поперечного армирования отрыв монолитного слоя с последующим его смещением относительно сборной части балки был наиболее ярко выражен. При этом предельная нагрузка на такие балки оказалась наименьшей.

#### **СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Тур В.В. Определение величины самоупрежений в конструкциях из напрягающего бетона // Напрягающие цементы, бетоны и самоупреженные конструкции: Сб. тр. Международной научно-практической конф. / Под ред. Тура В.В. – Брест: БГТУ, 2001. – с. 35-48.
2. Кондратчик Н.И. Прочность приопорной зоны изгибаемых сборно-монолитных самоупреженных железобетонных конструкций: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / БГТУ – Брест, 2001.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования - Минск, Стройтехнорм., 2003.