

Усилие $P_{0,CE}$, возникающее в ограничивающей арматуре вследствие расширения напрягающего бетона, с учётом выражения (3), используемого при определении величины $\varepsilon_{s,CE}$, определяется по формуле:

$$P_{0,CE} = \varepsilon_{s,CE} \cdot A_{c,f} \cdot E_{c,f}. \quad (4)$$

Самонапряжение $\sigma_{0,CE}$ на уровне наиболее растянутой при нагружении грани сечения рассчитывается по формуле:

$$\sigma_{0,CE} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_s}{W_c}. \quad (5)$$

Список цитированных источников

1. FRP Reinforced for reinforced concrete structures: fib / Task Group 9.3 (Fiber Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures. – Lausanne, Switzerland, 2005.
2. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars: CNR-DT 203/2006.
3. Расширяющиеся и напрягающиеся цементы и самоупроченные конструкции: учебное пособие / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
4. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона: научное издание / В.В. Тур. – Брест: изд. БрПИ, 1998. – 246 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона: ТКП 45-5.03-158-2009 / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Мн.: Минстройархитектуры, 2010. – 28 с.

УДК 681.3: 634.04

Семенов О.С.

Научный руководитель: д.т.н., профессор Тур В.В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДОСТИГАЕМОЙ ВЕЛИЧИНЫ САМОНАПРЯЖЕНИЯ В САМОНАПРЯЖЕННЫХ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ С АРМИРОВАНИЕМ В ВИДЕ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ

Экспериментальные исследования. С целью проверки предложенных теоретических подходов к оцениванию величины самонапряжения в элементах, армированных стержнями из полимерных композитов, были выполнены специальные постановочные лабораторные исследования на балках-образцах прямоугольного сечения, армированных отдельными стержнями. Переменными параметрами в испытаниях являлись: вид бетона, вид ограничения (стальная арматура, базальтопластиковая арматура), условия хранения опытных балок.

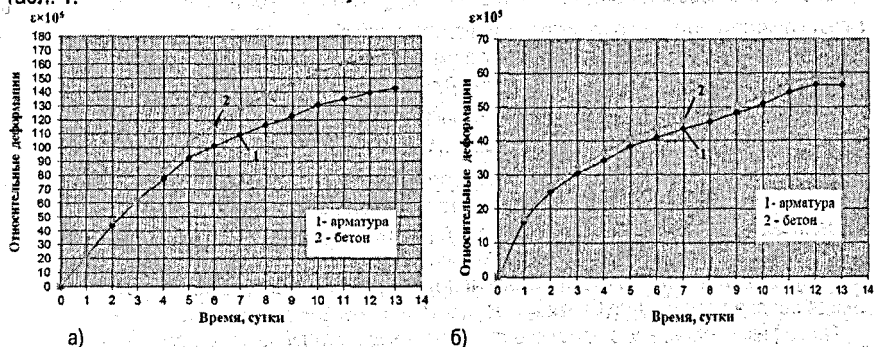
Были испытаны следующие образцы: серия I – балка из напрягающего бетона, армированная базальтопластиковой арматурой; серия II – балка из напрягающего бетона с объёмным фибровым армированием, армированная базальтопластиковой арматурой; серия III – балка из обычного бетона, армированная базальтопластиковой арматурой. Изготавливали балки прямоугольного сечения размером 100x200 мм, длиной 1500 мм, армированные одним базальтопластиковым стержнем, расположенным в растянутой зоне бетона с защитным слоем 40 мм.

В качестве инертных заполнителей для напрягающего бетона использовали гранитный щебень фракции 5-10 мм и песок с модулем крупности 2,4. Водоцементное отношение было назначено равным $W/C = 0,33$. Состав бетонной смеси на 1 м^3 в сухом состоянии: НЦ – 600 кг; щебень – 600 кг; песок 960 кг. Расход материалов на 1 м^3 напрягающего бетона аналогичен расходу материалов для приготовления фибробетона (расход стальной фибры на 1 м^3 фибробетона составлял 185 кг, или 2,37% по объёму и 7,4% по

массе). Для достижения требуемой удобоукладываемости применяли гиперпластификатор на поликарбоксилатной основе. Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона, использованного при изготовлении опытных балок, определяли по методике, описанной в СТБ 2101-2010 [1]. Применяли напрягающий бетон (самонапряжение в стандартных кондукторах $1,65 \text{ Н/мм}^2$, средняя призменная прочность на сжатие в свободном состоянии $35,5 \text{ Н/мм}^2$) и напрягающий фибробетон (самонапряжение в стандартных кондукторах $1,0 \text{ Н/мм}^2$, средняя призменная прочность на сжатие в свободном состоянии $48,0 \text{ Н/мм}^2$). Для ограничения деформаций расширения в продольном направлении напрягающего бетона и напрягающего фибробетона образцов-балок использовали базальтопластиковую (временное сопротивление 1200 Н/мм^2 , модуль упругости 55000 Н/мм^2) и стальную класса S500 (характеристическая прочность $f_{yk} = 500 \text{ Н/мм}^2$, модуль упругости 203000 Н/мм^2) арматуру диаметром 12 мм. Изготовленные в соответствии с принятой программой эксперимента опытные образцы до проведения статических испытаний на стадии расширения напрягающего бетона хранили во влажных условиях под плёнкой (кроме балки серии III).

Результаты испытаний на стадии самонапряжения и их краткий анализ.

Графики, показывающие изменение во времени относительных деформаций ограничивающей арматуры и окружающего бетона, зарегистрированные в процессе твердения напрягающего бетона на стадии расширения, показаны на рис. 1, а максимальные значения относительных деформаций к моменту стабилизации расширения приведены в табл. 1.



а) – балка серии I; б) – балка серии II

Рисунок 1 – Графики изменения относительных деформаций на уровне ограничивающей арматуры и бетона опытных образцов во времени

Как видно из полученных данных, наибольшие относительные деформации в ограничивающей арматуре получены для балки серии I, выполненной из напрягающего бетона ($\epsilon_{s,св.с.} = 143 \cdot 10^{-5}$). В балке серии II, выполненной из напрягающего бетона, дополнительно армированной стальной фиброй, относительные деформации ограничивающей арматуры оказались в 2,5 раза меньше по сравнению с балкой серии I и ожидаемыми значениями относительных деформаций, определяемых по формуле (1). Следует отметить, что относительные деформации напрягающего бетона, армированного стальной фиброй, зарегистрированные по измерениям в силовых кондукторах по СТБ 2101-2010 [1], оказались в 1,65 раза меньше, чем в стандартных. Исходя из этого, можно утверждать, что объёмное армирование в виде стальной фибры создаёт дополнительное ограничение деформациям расширения.

Таблица 1 – Опытные и теоретические значения относительных деформаций и само-напряжения

Серия	Фактическая площадь бетонного сечения после стабилизации процессов расширения A_0 , см ²	Эксцентриситет e_s , см, положение усилия обжатия R относительно на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры	Суммарный коэффициент армирования сечения в пересчёте на стальную арматуру, $\rho_{i,eff}$, %	Относительная деформация арматуры $\epsilon_{s,r} \cdot 10^5$ к моменту стабилизации расширения		(9)/(5)	Усилие P , кН, возникающее в арматуре вследствие самонапряжения бетона		Самонапряжение $\sigma_{0,se}$, МПа, в бетоне на уровне центра тяжести бетонного сечения	
				опыт	расчёт по формуле (1)		опыт	расчёт по формуле (4)	опыт	расчёт по формуле (5)
I	218,36	6,74	0,13	143	165,2	1,2	8,08	9,32	1,1	1,26
II*	206	6,74	0,14	56,3	$\frac{146,9}{64,26}$	$\frac{2,6}{1,1}$	3,18	$\frac{8,3}{3,63}$	0,46	$\frac{1,19}{0,52}$

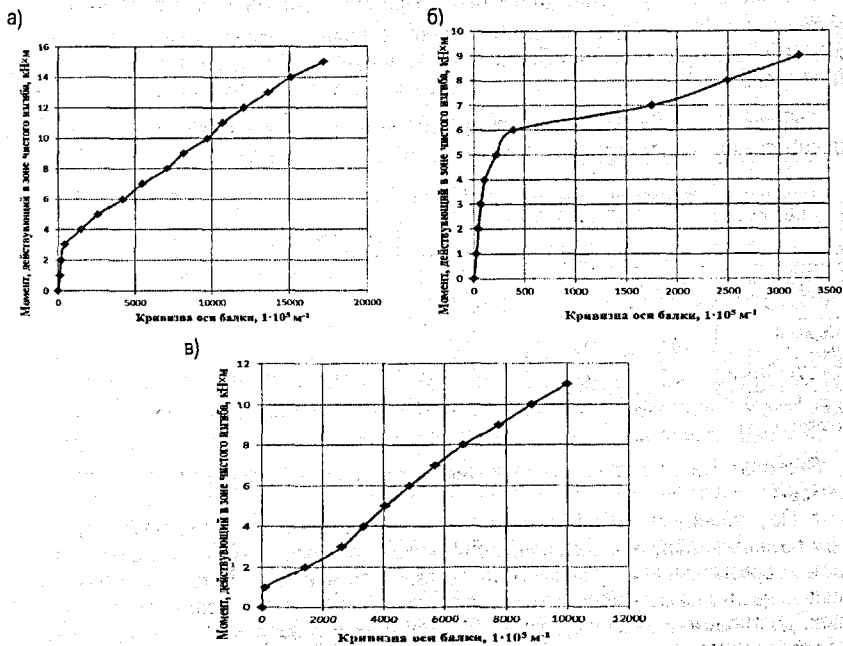
Примечание: *Числитель – показатели при расширении напрягающего бетона без учёта ограничивающего влияния стальной фибры, знаменатель – показатели после пересчёта с учётом ограничивающего влияния стальной фибры.

В соответствии с [2] в данном случае ориентировочное значение суммарного коэффициента армирования должно составлять $\rho_{i, сум} \approx 1,68$ %. Тогда в первом приближении можно принять, что для балки серии II, изготовленной из напрягающего бетона со стальной фиброй, суммарный коэффициент армирования в продольном направлении должен составлять $\rho_{i, сум} \approx 0,143 + 0,68 = 0,823$ %. Для данного коэффициента армирования скорректированное значение связанной относительной деформации должно составлять $\epsilon_{s,св, f(об)} = 64,3 \cdot 10^{-5}$. Как видно из данных, представленных в табл. 1, скорректированное расчётное значение значительно ближе к полученному в опытах. Вместе с тем, требуются дополнительные специальные исследования, которые позволят обоснованно подойти к оцениванию самонапряжения в условиях ограничения деформаций расширения стальной фиброй в зависимости от её объёмного (или весового) содержания в бетонной смеси.

Результаты статических испытаний и их краткий анализ. После стабилизации процесса расширения балки подвергали статическим испытаниям.

По зафиксированным в процессе статических испытаний показаниям индикаторов, установленных на уровнях сжатого бетона и растянутой арматуры, были построены графики зависимости изгибающего момента, действующего в зоне чистого изгиба, от кривизны оси балки. На рис. 2 показаны графики зависимости «момент-кривизна» ($M-1/r$) полученные при испытаниях опытных образцов-балок. Как видно из приведенных графиков, в начальной стадии нагружения до появления первых трещин нормального отрыва в зоне чистого изгиба изгибная жёсткость балок всех серий была примерно равной. После образования трещин наблюдали изменение изгибной жёсткости. Первые трещины в балках, выполненных из бетона на портландцементе, образовались при нагрузке $P_{cr} = 10$ кН ($M_{cr} = 2,0$ кН·м). При дальнейшем увеличении нагрузки образовавшиеся трещины раскрывались. Изгибная жёсткость при этом оставалась постоянной вплоть до момента разрушения (см. рис. 2). Такой характер деформирования является свойственным для элементов, армированных полимерными композициями. На графике зависимости « $M-1/r$ » отсутствует участок пластического деформирования, разрушение происходит хрупко в результате раздавливания бетона сжатой зоны. Практически аналогичную картину деформирования наблюдали для балок, выполненных из напрягающего бетона,

с тем отличием, что момент образования трещин составил $M_{срс} = 3,74 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (в 1,87 раз выше по сравнению с базовым образцом из бетона на портландцементе). Наибольшее значение нагрузки трещинообразования ($P_{срс} = 35,0 \text{ кН}$), а соответственно и момента трещинообразования ($M_{срс} = 7,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$), было получено для балок, изготовленных с применением комбинированного армирования стальной фиброй и базальтопластиковой арматурой.



в)

а) – балка серии I; б) – балка серии II; в) – балка серии III
Рисунок 2 – Графики зависимости «момент-кривизна», полученные при испытании опытных образцов-балок

По полученным и обработанным результатам статических испытаний были произведены расчёты усилия $P_{0,CE}$, возникающего в арматуре вследствие самоупреждения бетона, и самоупреждения σ_{CE} в бетоне на уровне центра тяжести бетонного сечения. Расчёты производились по следующим формулам:

$$P_{0,CE} = \frac{M_{срс} - f_{сик} \cdot W_{pl}}{(e_s + r_y)} \quad (6)$$

где $M_{срс}$ – момент трещинообразования, определённый по графику зависимости изгибающего момента, действующего в зоне чистого изгиба, от кривизны оси балки; $f_{сик}$ – характеристическая прочность бетона на растяжение; W_{pl} – пластический момент сопротивления бетонного сечения; e_s – эксцентриситет приложения усилия обжатия $P_{0,CE}$, расположенного на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры; r_y – расстояние от центра тяжести бетонного сечения до верхней ядерной точки.

$$\sigma_{0,CE} = \frac{M_{ср}}{W_{pl}} - f_{стк} \quad (7)$$

По результатам выполненных статических испытаний, в частности по полученным значениям моментов образования трещин, было выполнено оценивание достигнутой величины усилия в ограничивающей арматуре и самонапряжения бетона на уровне наиболее растянутой грани сечения. Сравнение результатов вычисления усилия $P_{0,CE}$, возникающего в арматуре вследствие самонапряжения бетона, и самонапряжения $\sigma_{0,CE}$ в бетоне на уровне центра тяжести бетонного сечения, полученных на стадии самонапряжения и по результатам обработки данных, полученных в ходе статических испытаний, приведено в табл. 2.

Таблица 2 – Сравнение результатов, полученных на стадии самонапряжения и в ходе обработки данных статических испытаний

Серия	Усилия образования трещин		Усилия обжатия $P_{0,CE}$, кН		Самонапряжения $\sigma_{0,CE}$, МПа	
	$P_{ср}$, кН	$M_{ср}$, кН·м	стадия расширения	статические испытания	стадия расширения	статические испытания
Серия I (НЦ)	15,0	3,0	$\frac{8,08}{9,32}$	12,29	$\frac{1,1}{1,26}$ *	1,07
Серия II (НЦ+SF)	20,0	4,0	$\frac{3,18}{8,3}$	16,38	$\frac{0,46}{1,19}$	1,43
Серия III (ПЦ)	5,0	1,0	–	–	–	–

Примечание: *Числитель – значение, полученное в ходе опыта, знаменатель – расчёт по формуле (5) согласно [3].

Выводы. На основании выполненных постановочных исследований можно сделать выводы:

1. Применение стержней из полимерных композитов совместно с напрягающим бетоном позволяет получить самонапряжённую конструкцию, которая в отличие от традиционных, армированных стальными стержнями, получает значительно большие по величине относительные деформации ограничивающей связи при практически равной величине достигаемого самонапряжения. В силу низкой осевой жёсткости ограничивающей связи появляется возможность выполнить натяжение ограничивающей арматуры физико-химическим способом при значительных относительных деформациях и, тем самым, минимизировать их потери от последующей усадки бетона.

2. В результате дополнительного объёмного ограничения в виде стальной фибры наблюдали снижение продольных относительных деформаций на уровне ограничивающей арматуры. Вместе с тем, выполненные статические испытания показали, что балки, изготовленные из сталефибробетона на основе напрягающего цемента, имели наибольшие значения самонапряжения по сравнению с балкой серии I (момент образования трещин для сталефибробетонной балки серии II превышает момент образования трещин для балки серии III, выполненной из бетона на основе портландцемента в 4 раза, а для балок серии II из напрягающего бетона в 1,33 раза)

3. В процессе расширения бетона балок не наблюдалось проскальзывания арматуры, что свидетельствует о наличии достаточных сил сцепления применённой базальтопластиковой арматуры с бетоном (что в свою очередь свидетельствует об эффективности применяемого заводом-изготовителем покрытия поверхности арматуры минеральной посыпкой) и отсутствии значительного разупрочнения контактной зоны вследствие расширения бетонной матрицы (с целью его снижения в приопорных зонах длиной 500 мм было установлено косвенное армирование).

Список цитированных источников

1. Бетоны напрягающие: СТБ 2101-2010 / Госстандарт РБ. – Мн.: Госстандарт, 2011. – 19 с.
2. Расширяющиеся и напрягающиеся цементы и самонапряжённые конструкции: учебное пособие / В.В. Михайлов, С.П. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
3. Beton Ekspansywy / M. Król, W. Tur. – Warszawa: Arkady, 1999. – 240 s.

УДК 624.155

Фалько Ю.А., Фундамент С.В.

Научный руководитель: доцент Чернюк В.П.

**РАСЧЁТ ОПТИМАЛЬНОГО УГЛА ЗАОСТРЕНИЯ СВАИ
ИЗ УСЛОВИЯ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ГРУНТА**

Важное значение в системе капитального строительства придается свайному фундаментостроению. Немаловажную роль в этом направлении играет энергоёмкость погружения свай и несущая способность свайных фундаментов. Одним из многих путей повышения эффективности и снижения энергоёмкости погружения свай являются установление оптимальной формы и рационального угла заострения свай при их забивке в грунт.

Обзор экспериментальных и теоретических исследований зависимости усилия погружения сваи от формы и угла заострения наконечника сваи, профиля или вертикального элемента [1, 2] показывает, что задача сводится в основном к определению угла заострения симметричного клина, конуса, ножа или пирамиды, при котором сопротивление грунта будет минимальным.

Определим оптимальную форму и угол заострения наконечника и режущих профилей из условия (или для) образования опережающих трещин разрыва грунта (трещинообразования) впереди сваи (при условии отсутствия уплотненных ядер грунта).

Анализ большого количества отечественных и зарубежных теоретических и экспериментальных исследований в области свайного фундаментостроения, механики грунтов, землеройно-транспортных машин, машиноведения и др. показывает, что при забивке свай или их моделей в грунт наблюдаются следующие явления: непосредственно под острием сваи в грунте при углах заострения $2\alpha > 50^\circ$ образуется ядро повышенного давления; слишком тупое острие восполняется ядром повышенного давления; вся масса грунта внутри уплотненного ядра имеет максимальную при данном давлении грунта плотность; формы изобар и линии, ограничивающие уплотненное ядро под острием сваи, близки к сфере; в некоторых случаях (при оптимальных углах заострения свай, при определенном виде, влажности, плотности и т.д.) под наконечником сваи наблюдается образование опережающих трещин разрыва грунта, идущих перед острием или лезвием ножа.

Попытаемся определить условия и конкретные углы заострения наконечника 2α , приводящие к образованию трещин в грунте под сваями. С целью упрощения рассуждений ограничимся цилиндрической формой боковой поверхности сваи и конической формой наконечника (рис. 1).

Распределение давлений в грунте при приложении точечной нагрузки (рис. 1а), к которой может быть приравнена забивка свай из-за значительно меньших размеров поперечного сечения по сравнению с длиной, определяется из выражения:

$$\sigma_{z,y} = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{z^2} \left[1 + \left(\frac{y}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{5}{2}}, \quad (1)$$