



УДК 624.012.45.01

Образцов О.Л.

## САМОНАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

**Образцов О.Л.**

*Брестский государственный технический университет*

### ВВЕДЕНИЕ

Несмотря на то, что в последнее десятилетие развитие строительных технологий привело к созданию материалов нового поколения (т. н. "high strength concrete"), характеризующихся высокой прочностью при сжатии, бетон по-прежнему остается искусственным камнем со всеми присущими ему недостатками [3]. В первую очередь к ним следует отнести: неадекватный рост прочности при сжатии и растяжении; длительные явления (усадка и ползучесть). Эффективным методом, повышающим эксплуатационные характеристики конструкции, является предварительное напряжение. В настоящее время традиционные способы создания предварительного напряжения продолжают развиваться и совершенствоваться. Одним из новых способов предварительного напряжения железобетонных конструкций следует считать, т. н. физико-химический способ, связанный с применением напрягающего бетона [1]. По определению, приведенному в [3] напрягающий бетон (self-stressing concrete) – это бетон на основе минерального вяжущего вещества, показывающий в стесненных условиях управляемое увеличение объема, приводящее к его самоупрежению. Экспериментально-

теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона подробно рассмотрены в монографиях [2,3].

Следует отметить, что для ряда конструкций, осуществить требуемую степень предварительного напряжения продольной арматуры за счет использования энергии расширения напрягающего бетона оказывается невозможным, в то время как поперечная арматура получает требуемые напряжения без трудоемкого механического натяжения. Представляется эффективным в данных ситуациях использовать комбинированный способ предварительного напряжения, когда продольную арматуру преднапрягают механическим способом, а поперечную и конструктивную—за счет энергии расширения напрягающего бетона на стадии его твердения.

Результаты исследований комбинированно преднапряженных элементов приведенные в [1] свидетельствуют о том, что влияние продольной предварительно напряженной арматуры в качестве ограничения на стадии расширения ставит величину достигаемых напряжений обжатия в зависимость от ряда факторов и не всегда дает желаемый результат. В связи с этим предложено применить комбинированный метод предварительного напряжения для специфической группы конструкций — *конструкций без сцепления арматуры с бетоном*. При этом следует учитывать следующие обстоятельства: в строительной практике практически всегда конструкции без сцепления напрягаемой арматуры имеют конструктивную продольную и расчетную поперечную ненапрягаемую арматуру. В этом случае предварительное напряжение конструкции выполняют в следующей последовательности:

1. Предварительное напряжение (самонапряжение) поперечной и конструктивной продольной арматуры конструкции на стадии твердения (набора прочности) напрягающего бетона физико-химическим способом.
2. Предварительное натяжение продольной напрягаемой арматуры, не имеющей сцепления с бетоном механическим способом.

Пользуясь результатами [2, 3] следует ожидать, что при таком решении повышаются эксплуатационные характеристики как наклонных, так и нормальных сечений. В первую очередь это связано с тем, что потери предварительного напряжения возможно уменьшить до 40% в силу специфических характеристик напрягающего бетона, что было получено в работе [1].

Целью настоящей работы является выявление особенностей сопротивления действию нагрузок изгибаемых комбинированно преднапряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном и разработка на этой основе адекватных методов их расчета с учетом исходного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона. В

настоящей статье представлены результаты постановочных исследований, выполненных на комбинированно предварительно напрягаемых балках.

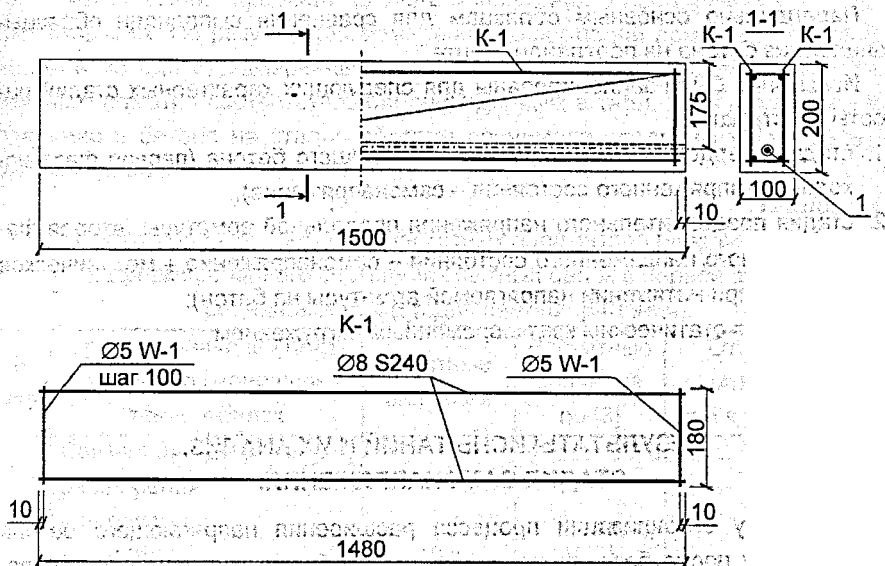


Рис. 1. Конструкция и армирование опытных балок  
1 - арматура без сцепления с бетоном (Ø12 A600)

### МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Постановочные исследования выполняли на опытных образцах-балках прямоугольного сечения, конструкция и армирование которых показано на рис. 1. Для изготовления самонапряженных балок применяли напрягающий бетон на основе напрягающего цемента со стандартными характеристиками: самонапряжение –  $2,5 \text{ Н/мм}^2$ ; свободное расширение –  $0,75 \%$ ; прочность при сжатии в возрасте 28 суток –  $57 \text{ Н/мм}^2$ . Расход составляющих для приготовления бетонной смеси на основе напрягающего цемента на  $1 \text{ м}^3$  в сухом состоянии был принят следующий: напрягающий цемент – 480 кг; песок с модулем крупности  $M_k = 2,4$  – 713 кг; щебень гранитный фракции 5.20 мм – 1036 кг; вода – 187 л. Для повышения удобоукладываемости бетонной смеси применяли суперпластификатор С-3 в количестве  $0,5 \%$  от массы цемента, что позволило получить осадку стандартного конуса равной 5,5 см.

К моменту предварительного напряжения продольной арматуры, напрягающий бетон балок характеризовался самоупругим в стандартных условиях согласно [2] ( $\rho_1=1\%$ ) –  $0,85 \text{ Н/мм}^2$ .

Параллельно основным образцам для сравнения выполняли образцы-аналоги из бетона на портландцементе.

Испытания были запланированы для следующих характерных стадий работы конструкции:

1. стадии твердения и расширения напрягающего бетона (первая фаза исходного напряженного состояния – самоупругие);
2. стадия предварительного напряжения продольной арматуры (вторая фаза исходного напряженного состояния – самоупругие + механическое обжатие при натяжении напрягаемой арматуры на бетон);
3. испытания статическим кратковременным нагружением.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ И ИХ АНАЛИЗ. СТАДИЯ САМУПРУГИЯ.

К моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона (10..14 суток после бетонирования) опытные образцы по измеренным связанным деформациям продольной и поперечной арматуры (табл. 1) характеризовались самоупругим:

– в продольном направлении  $\sigma_{сЕ,Х} = 0,92 \text{ Н/мм}^2$ ;

– в поперечном направлении  $\sigma_{сЕ,У} = 0,80 \text{ Н/мм}^2$ .

В силу того, что как в поперечном, так и продольном направлении предусматривалось симметричное размещение ограничивающей арматуры (рис. 1) принимали равномерное распределение самоупругия по высоте сечения балок. Вместе с тем, в некоторых из опытных балок наблюдали незначительный выгиб в процессе расширения (см. табл. 1), что было связано, главным образом, с отклонениями при их изготовлении, в частности при размещении каркасов. Полученные опытным путем значения деформаций и самоупругий сравнили с теоретическими значениями, рассчитанными по работам [2,3]. Сопоставление опытных и расчетных результатов представлено в табл. 1.

Таким образом, на стадии расширения напрягающего бетона удалось реализовать первую фазу предварительного напряжения – самоупругие балок.

## СТАДИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Распределение напряжений в бетоне балок на стадии обжатия определяли с учетом усилия предварительного напряжения в продольных напрягаемых стержнях. По результатам измерений деформаций арматуры при натяжении и исходя из замеренных выгибов опытных балок усилия предварительного обжатия соответствовали приведенным в табл. 2. При расчете напряжений в бетоне на стадии обжатия принимали среднее из полученных величин усилий.

Таблица 1.

Сопоставление опытных и расчетных параметров напряженно-деформированного состояния опытных балок в первой фазе преднапряжения (стадия самоупругивания)

N n/p	Средние значения показателей по серии испытанных балок	Опытные значения	Расчетные значения по [3]	Отношение опытных значений к расчетным
1.	Связанная деформация расширения			
	— продольная $\epsilon_{сe,x} \times 10^5$	40,1	43,75	0,916
	— поперечная $\epsilon_{сe,y} \times 10^5$	64,7	85,42	0,757
2.	Самоупругивание, Н/мм <sup>2</sup>			
	— продольное $\sigma_{сe,x}$	0,92	0,96	0,958
	— поперечное $\sigma_{сe,y}$	0,80	0,82	0,957
3.	Выгиб, $f \times 10^{-2}$	+4		

Значение напряжений обжатия бетона на уровне нижней (наиболее растянутой при нагружении) и верхней (сжатой) граней опытных балок приведены в табл. 3, а их распределение по высоте сечения на рис. 2 и 3.

Таким образом, к моменту приложения кратковременной статической нагрузки в сечениях опытных балок, выполненных из напрягающего бетона имело место суммарное напряженное состояние, показанное на рис. 2, в то время как балки-аналоги из бетона на портландцементе имели напряжения, вызванные только усилием предварительного обжатия (рис. 3).

Начальные напряжения в ненапрягаемой арматуре опытных балок к моменту нагружения составляли:

— для самоупругиванных балок:

$$\sigma_{s,d} = \left( \varepsilon_{sp,CE} \mp \frac{\sigma_{cp,d}}{E_c} \right) \cdot E_s \quad (1)$$

$$\sigma_{s,t} = \left( \varepsilon_{sp,CE} \mp \frac{\sigma_{cp,t}}{E_c} \right) \cdot E_s$$

где  $\varepsilon_{sp,CE}$  — начальные деформации арматуры на стадии расширения,  
 $E_c, E_s$  — соответственно начальный модуль упругости бетона и модуль упругости ненапрягаемой арматуры;  
 — для балок-аналогов из бетона на портландцементе:

$$\sigma_{s,d} = \mp \frac{\sigma_{cp,d}}{E_c} \cdot E_s = \alpha \sigma_{cp,d}$$

$$\sigma_{s,t} = \mp \frac{\sigma_{cp,t}}{E_c} \cdot E_s = \alpha \sigma_{cp,t}$$

Таблица 2.

Опытные значения усилия предварительного обжатия

Обозначение балки	Усилие в рабочей арматуре, кН (после релаксации) при $\sigma_{sp}=0,75\sigma_{0,2}$		
	по зафиксированным деформациям $N_{sp} = \varepsilon_{sp} \cdot A_{sp} \cdot E_{sp}$	по величине выгиба*	Среднее значение
БНЦ-1	57,50	91,00	74,25
БНЦ-2	59,00	91,00	75,00
БНЦ-3	30,80	30,00	30,40
БПЦ-1	56,00	94,00	75,00
БПЦ-2	63,00	86,00	74,50

Примечание: Величина усилия предварительного обжатия определена по формуле:

$$N_{sp,o} = \frac{8 \cdot B \cdot f_{o,p}}{e_{op} \cdot l^2} \quad (3)$$

где  $B$  — изгибная жесткость сечения опытных балок, фактическое значение которых устанавливали по результатам статического нагружения (табл. 4);

$f_{o,p}$  — начальный выгиб балки от усилия обжатия;

$e_{op}$  — эксцентриситет обжимающего усилия, относительно ц.т. приведенного сечения опытных балок (рис. 2)

Значения начальных напряжений в арматуре показаны на рис. 2, 3.

Следует отметить, что полученное распределение суммарных напряжений в самоупраженных балках на НЦ от самоупражения и механического обжатия может быть представлено некоторым заменяющим усилием:

$$N_{sp,m} = N_{CE} + N_{sp,m}, \quad (4)$$

приложенным с новым эксцентриситетом относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_{op} = \frac{N_{sp,m} \cdot e_{op} + N_{CE} \cdot e_{CE}}{N_{sp,m}}, \quad (5)$$

где  $e_{CE}$  – эксцентриситет усиления самоупражения относительно центра тяжести приведенного сечения.

Знак "плюс" принимают, когда направления моментов от усилия механического обжатия и самоупражения совпадают.

Таблица 3.

Значения напряжений в бетоне опытных балок от действия усилия предварительного обжатия

Обозначение балки	Усилие предварительного обжатия $N_{sp,m}$	Напряжения в бетоне $\sigma_{cp(i)}$ , Мпа	
		нижняя грань сечения $\sigma_{cp,d}$	верхняя грань сечения $\sigma_{cp,t}$
БНЦ-1	74,2	9,8	-3,4
БНЦ-2	75	9,86	-3,5
БНЦ-3	30,4	4,0	-1,4
БПЦ-1	75	9,78	-2,9
БПЦ-2	74,5	9,71	-2,88

Из результатов опытных измерений следует, что к моменту приложения внешней статической нагрузки самоупраженные балки имели отличное от традиционных балок-аналогов распределение напряжений в бетоне. При этом начальные самоупражения на наиболее растянутой при нагружении грани сечения составляли до 15% от напряжений, вызванных обжатием самоупраженной арматурой без сцепления с бетоном.

### СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ

Статические испытания выполняли двумя сосредоточенными силами приложенными в пролете согласно схемы, приведенной на рисунке 5. Результаты статических испытаний опытных балок представлены в табл. 4, 5, распределение продольных деформаций по высоте сечения на рис. 4, прогибов на рис. 5.

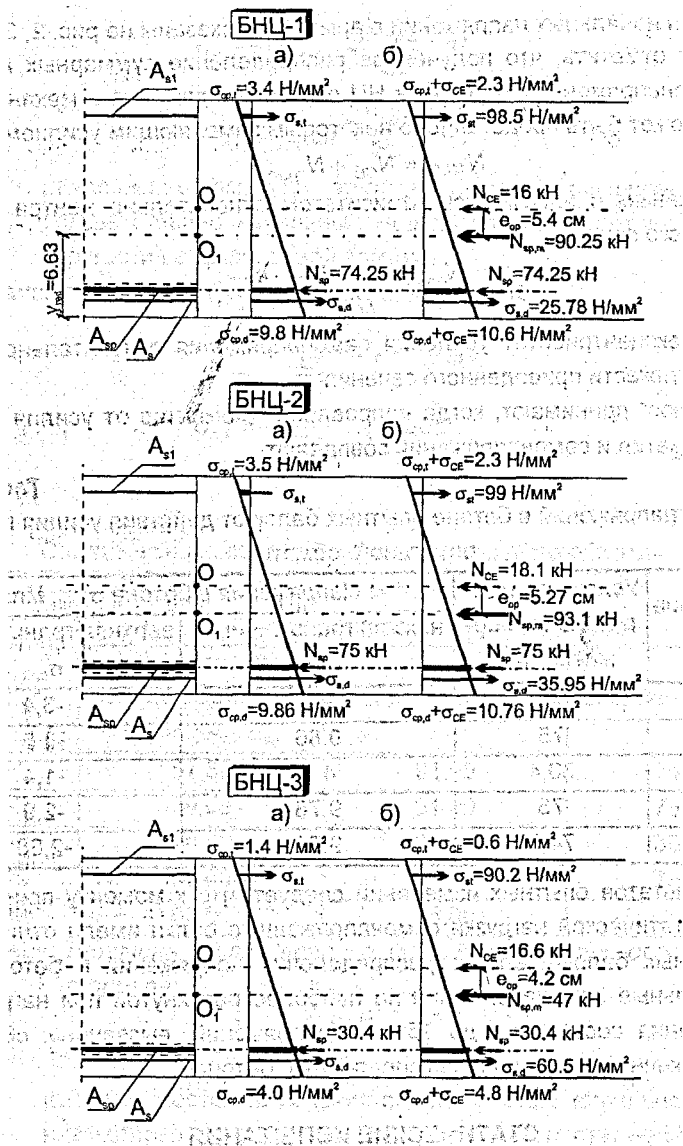


Рис. 2. Распределение напряжений в нормальном сечении самонапряженных балок перед статическими испытаниями (с учетом релаксации)  
 (а) - от усилия обжатия;  
 (б) - суммарная, с учетом самонапряжения.  
 Усилия - в кН, напряжения - в Н/мм



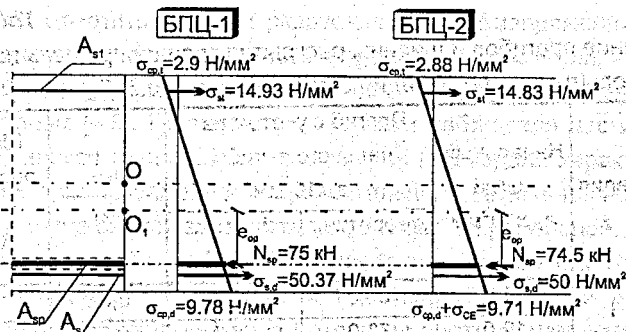


Рис.3. Распределение напряжений обжатия в нормальных сечениях балок-аналогов. Усилия в кН, напряжения в Н/мм<sup>2</sup>

Таблица 4.

Момент образования трещин и сопоставление предельных нагрузок по испытаниям опытных балок с теоретическими значениями

Обозначение балок	Серия	Момент образования трещин, $M_{cr}$ , кНм			Предельная нагрузка $P_u$ , кН			Характер разрушения
		теорет. $M_{cr,th}$	фактич. $M_{cr,f}$	$\frac{M_{cr,th}}{M_{cr,f}}$	теорет. $P_{u,th}$	фактич. $P_{u,f}$	$\frac{P_{u,th}}{P_{u,f}}$	
БПЦ-1	I	12,0	13,15	0,91	150	144	1,04	по нормальному сечению
БНЦ-2		14,0	15,0	0,93		148	1,01	
БПЦ-2	II	12,0	15,05	0,80	110	108	1,02	в зоне чистого изгиба
БНЦ-1		14,0	16,6	0,84		100	1,10	

Примечание: <sup>1)</sup> теоретические значения определены из расчета по деформационной модели для сечений

Как следует из результатов измерений на начальных этапах нагружения и вплоть до появления первых трещин, опытные балки демонстрировали типичное поведение предварительно-напряженной конструкции. По мере возрастания нагрузки наблюдалось вращение эпюры деформаций (см. рис. 4) около точки, примерно соответствующей положению центра тяжести приведенного сечения. После образования первой трещины высота сжатой зоны резко сокращалась, нейтральная ось смещалась к наиболее сжатой грани. При этом наблюдали раскрытие нормальных трещин.

Таблица 5.

Сопоставление прогибов и ширины раскрытия трещин при испытаниях опытных балок (стадия эксплуатации  $P=0,65P_u$ )

Обозначение балок	Серия	Начальный выгиб $a_{op} \times 10^2$ мм	Прогиб с учетом начального выгиба, $a_k \times 10^2$ мм		$a_{k,th}$	Ширина раскрытия трещин $W_k$ , мм
			теоретич.	фактич.		
			$a_{k,th}$	$a_{k,f}$		
БПЦ-1	I	11,0	105,5 <sup>1)</sup>	114,0	0,92	0,2
БНЦ-2		12,0	73,0	68,0	1,07	0,3
БПЦ-2	II	14,0	68,0	61,0	1,10	1,5
БНЦ-1		12,0	48,5	25,5	1,90	0,2

Примечание: <sup>1)</sup> теоретические значения определены из расчета по деформационной модели для сечений

Для балки БПЦ-1 появление первой нормальной трещины с шириной раскрытия  $W_{к1}=0,2$  мм наблюдали при нагрузке 87,7 кН, что составляло 60% от предельной. Трещина лавинообразно развивалась по высоте сечения, ее длина после возникновения составляла 90 мм. По мере приложения нагрузки наблюдали раскрытие образовавшейся трещины и появление новой. Число трещин в пролете зоны чистого изгиба оставалось постоянным вплоть до наступления предельного состояния по прочности. Величина предельного усилия на прессе составила 144 кН. Разрушение балки произошло при раздавливании бетона сжатой зоны.

При испытании самонапряженной балки БНЦ-2 с аналогичным пролетом среза появление первой трещины шириной раскрытия  $W_k=0,2$  мм регистрировали при нагрузке составлявшей 100 кН (или 67% от предельной). Таким образом, трещиностойкость нормального сечения самонапряженной балки оказалась на 13% выше, чем балки-аналога. Повышенная трещиностойкость оказала влияние и на жесткость нормального сечения. Так, прогибы самонапряженных балок при нагрузке, составлявшей  $0,65 P_u$ , были ниже, чем у балок-аналогов на 36% (см. рис. 5; табл. 5). Вместе с тем, значение предельных нагрузок, как для балки БПЦ так и БНЦ, оказались примерно одинаковыми ( $\frac{148}{144} = 1,027$ , см табл. 4). Разрушение опытных балок этой серии, как и в первом случае, произошло в результате достижения предельных деформаций в бетоне сжатой зоны.

Следует отметить, что при разрушении балок напряжения в продольной напрягаемой арматуре не достигали предельных значений, что является характерным для предельного состояния конструкций без сцепления арматуры с бетоном [4,5]. После снятия нагрузки наблюдали частичное закрытие образовавшихся трещин. Вместе с тем, не наблюдали характерного для таких балок ярко выраженного горизонтального ветвления нормальных трещин на границе сжатой зоны в стадии, близкой к предельной.

При испытании балки БНЦ-1 образование нормальных трещин шириной раскрытия  $W_k=0,3$  мм наблюдали при нагрузке, равной 83,0 кН. Балка-аналог, БПЦ-2, выполненная из бетона на портландцементе получила первые трещины при нагрузке 75,3 кН, или на 9,3% меньше, чем самонапряженная балка. При этом прогибы самонапряженной балки при уровне нагружения  $0,65 R_u$  оказались значительно меньшими, чем у балок-аналогов. Как и в случае балок первой серии, величины предельных нагрузок при испытаниях как самонапряженных, так и традиционных балок оказались примерно равными ( $\frac{108}{100} = 1,08$ , см. табл. 4).

Следует обратить внимание на то обстоятельство, что не смотря на относительно короткие пролеты среза ( $a/d < 2$ ) при испытаниях опытных балок не регистрировали появления наклонных трещин. Это, некоторым образом, подтверждает вывод, сделанный в работе Л. В. Образцова [4] о том, что в таких конструкциях наблюдается снижение величины главных растягивающих напряжений, а с другой – повышение трещиностойкости наклонных сечений.

При испытании балок серии I (БНЦ-1, БПЦ-2) наблюдали резкое раскрытие магистральной трещины нормального отрыва, ширина которой сразу же после образования превышала  $W_k \geq 3$  мм. Это явилось следствием того, что с одной стороны, ненапрягаемая арматура (при этом значении момента  $M_u$  от 13 до 16 кНм) достигла физического предела текучести, а с другой - наблюдалось проскальзывание напрягаемой арматуры в цанговом зажиме. В конструкциях, где проскальзывания арматуры в анкерном устройстве не наблюдали, развитие трещин не было столь внезапно. При этом в процессе нагружения возрастало количество трещин на длине балки, что свидетельствовало о более продолжительном периоде работы ненапряженной арматуры, распределявшей растягивающие напряжения по длине растянутой зоны.

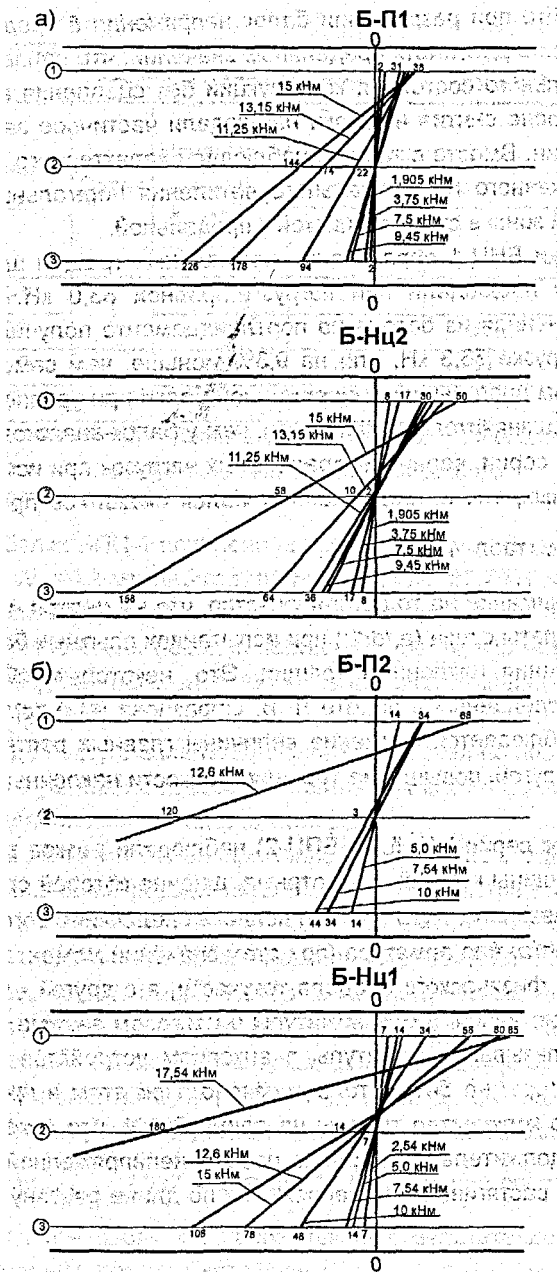


Рис. 4. Распределение продольных деформаций ( $\epsilon \times 10^{-5}$ ) по высоте балки.  
 а) для балок 1-й серии  
 б) для балок 2-й серии

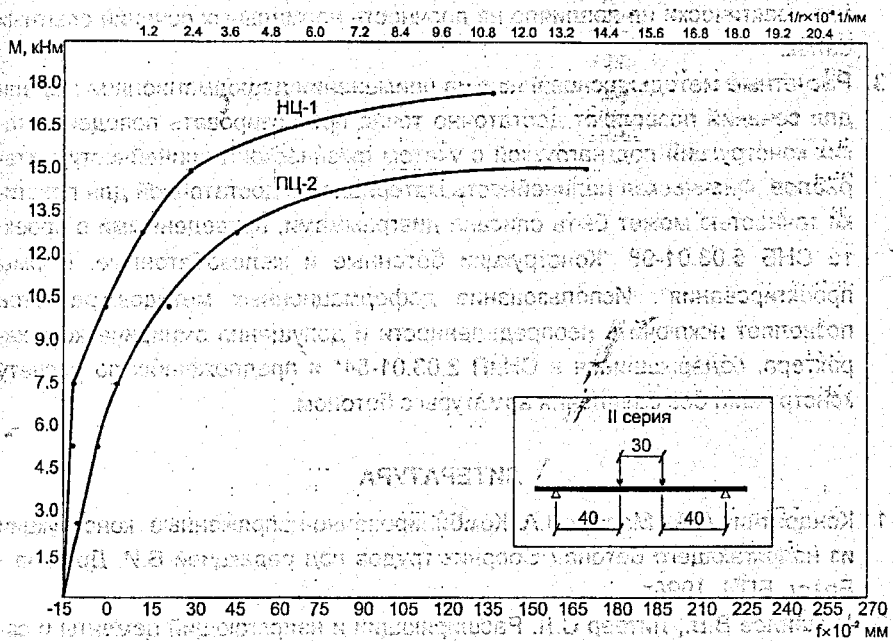
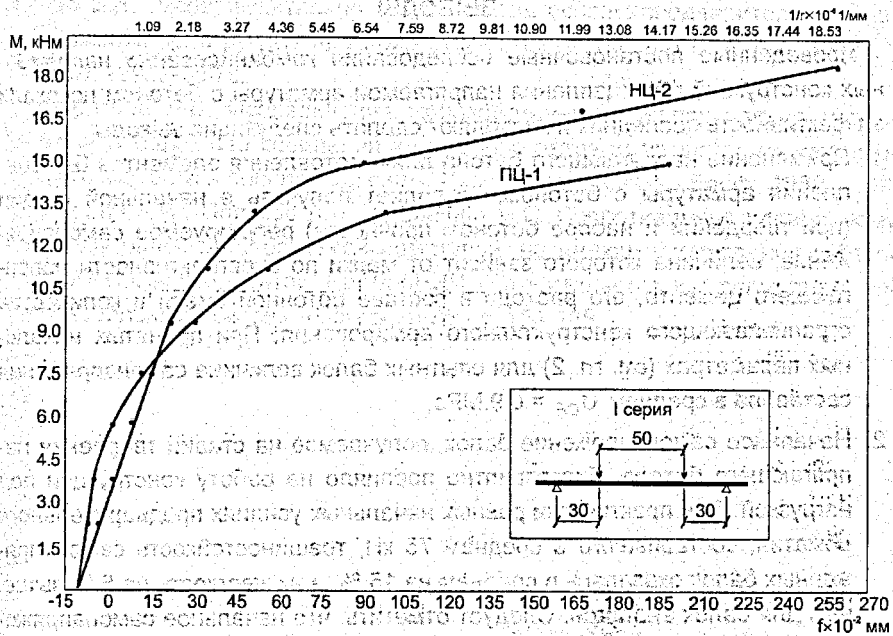


Рис. 5. Прогiby опытных балок

## ВЫВОДЫ

Проведенные постановочные исследования комбинированно напряженных конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном показали эффективность последних и позволяют сделать следующие выводы:

1. Применение напрягающего бетона для изготовления элементов без сцепления арматуры с бетоном, позволяет получить в начальной стадии (при твердении и наборе бетоном прочности) регулируемое самонапряжение, величина которого зависит от марки по энергоактивности напрягающего цемента, его расхода в составе бетонной смеси и количества ограничивающего конструктивного армирования. При принятых начальных параметрах (см. гл. 2) для опытных балок величина самонапряжения составила в среднем  $\sigma_{CE} = 0,9 \text{ МПа}$ .
2. Начальное самонапряжение балок, получаемое на стадии твердения напрягающего бетона, благоприятно повлияло на работу конструкции под нагрузкой. При практически равных начальных усилиях предварительного обжатия, составившего в среднем 75 кН, трещиностойкость самонапряженных балок оказалась в среднем на 15 %, а их жесткость на 5 % выше, чем для балок аналогов. Следует отметить, что начальное самонапряжение практически не повлияло на прочность нормальных сечений опытных балок.
3. Расчетные методы, основанные на применении деформационной модели для сечений позволяют достаточно точно прогнозировать поведение таких конструкций под нагрузкой с учетом физической нелинейности материалов. Физическая нелинейность материалов с достаточной для практики точностью может быть описана диаграммами, приведенными в проекте СНБ 5.03.01-98 "Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования". Использование деформационных методов расчетов позволяет исключить неопределенности и допущения эмпирического характера, содержащиеся в СНиП 2.03.01-84\* и предложениях по расчету конструкций без сцепления арматуры с бетоном.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Кондратчик А.А., Марчук В.А. Комбинированно-напряженные конструкции из напрягающего бетона. / Сборник трудов под редакцией В.И. Драгана - Брест, БПИ, 1998г.
2. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющий и напрягающий цементы и самонапряженные конструкции - М. - Стройиздат., 1975. - 387с.

3. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона - Брест, - БПИ. 1998. - 287с.
4. Образцов Л.В. Исследование железобетонных предварительно напряженных балок без сцепления арматуры с бетоном на действие изгибающего момента и поперечной силы: Дис. Канд.техн.наук - Брест, 1980.
5. Мордич А.И., Поляков А.Л., Левашова Н.Б. Сопротивление поперечному изгибу балок с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном./ Сб. научн. статей, БелДорНИИ «Строительство и эксплуатация автомобильных мостов», - Минск, 1986 - с. 154-165.