

Образцов О.Л.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ САМОНАПРЯЖЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

1. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1. Материалы. Изготовление опытных образцов и уход за ними.

1.1.1. Напрягающий цемент. При исследовании самонапряженных изгибаемых элементов для приготовления бетона использовали напрягающий цемент полупромышленного производства. Приготовление напрягающего цемента осуществляли в шаровой мельнице объемом 1000 кг.

Процентное соотношение составляющих для оптимального состава цемента рассчитывали из условия получения требуемой энергии самонапряжения при обеспеченной длительной прочности структуры материала.

Расход составляющих для приготовления напрягающего цемента представлен в табл.1.

Химический состав использованных напрягающих цементов представлен в табл.2.

Контроль физико-механических характеристик напрягающего цемента осуществлялся в соответствии с [1] по методикам, разработанным в НИИЖБ [2] и БПИ. Результаты представлены в табл. 3.

1.1.2. Бетонная смесь. В качестве инертных заполнителей для напрягающего бетона использовали гранитный щебень Микашевичского карьера фракции 5+25 мм и песок Сморгоньского карьера с модулем крупности $M_k = 1.6 \div 2.6$. Щебень перед использованием тщательно промывали в проточной воде. Водоцементное отношение было назначено равным В/Ц = 0.33. Состав бетонной смеси на 1 м.куб. в сухом состоянии представлен в табл.4.

Таблица 4 – Расход материалов на 1 м.куб. бетонной смеси на НЦ (в сухом состоянии).

НЦ	Щебень	Песок	Вода
500	1050	750	165

Бетонную смесь приготавливали в бетономешалке гравитационного действия емкостью 60 литров в течение 1.5 ÷ 3 минут. Уплотнение бетонной смеси при укладке в форму осуществляли с помощью глубинного вибратора.

Одновременно с изготовлением опытных балок изготавливали не менее 6 образцов-кубов размерами 10x10x10 см и 2 призмы размерами 10x10x40 см, по результатам испытаний которых по стандартной методике на гидравлическом прессе П500 определяли прочностные и деформационные характеристики бетона. Подвижность бетонной смеси оценивали осадкой стандартного конуса, которая в опытах составляла 0,5 ÷ 1,5 см.

Физико-механические характеристики напрягающего бетона, использованного при изготовлении опытных балок, представлены в табл. 5.

1.1.3. Арматура. Для ограничения деформаций расширения напрягающего бетона образцов-балок использовали арматуру класса Вр-I диаметром 4 мм, класса А-III диаметром 6 и 8 мм, а в качестве напрягаемой – класса А-V диаметром 12 мм.

Физико-механические характеристики арматурных стержней, установленные стандартными испытаниями арматуры на растяжение согласно [3] в разрывной машине представлены в табл. 6 и на рис. 1.

Таблица 1 – Расход составляющих для приготовления НЦ лабораторного помола.

Марка напрягающего цемента	Наименование составляющего	Соотношение в % по массе
НЦ-1л	Клинкер портландцементный Волковысского цементного завода	80
	Глиноземистый цемент Пашийского цементного завода	12
	Гипс природный Новомосковского месторождения	8

Таблица 2 – Химический состав напрягающих цементов.

Марка цемента	Химический состав цемента, %						
	п.п.п.	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
НЦ-1л	4.46	14.9	2.97	10.36	56.43	0.70	6.61

Таблица 3 – Основные физико-механические характеристики напрягающих цементов.

Марка цемента	Характеристика						
	Свободное расширение, %	f_{CE} , Н/мм ²	Прочность при сжатии, Н/мм ²		Сроки схватывания, мин		Удельная поверхность, см ² /г
			1 сутки	28 суток	начало	конец	
НЦ-1л	1.00	2.4	7.0	42.2	55	125	3600

Образцов Олег Леонидович. Аспирант каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

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

Таблица 5 – Физико-механические характеристики напрягающего бетона.

Серия балок	Самонапряжение Н/мм ²	Деформации свободного расширения, %	Прочность в свободном состоянии, Н/мм ²	
			на сжатие	на растяжение
IA	0,83	0,0970	69,0	8,4
IIA	0,97	0,0490	49,0	6,7
IIIA	1,15	0,0413	66,5	8,2

Таблица 6 – Физико-механические характеристики арматурной стали.

Класс арматуры	Диаметр, мм	Временное сопротивление, Н/мм ²	Модуль упругости, Н/мм ²	Относительное удлинение после разрыва, %
A-V	12	1127	2,00×10 ⁵	7

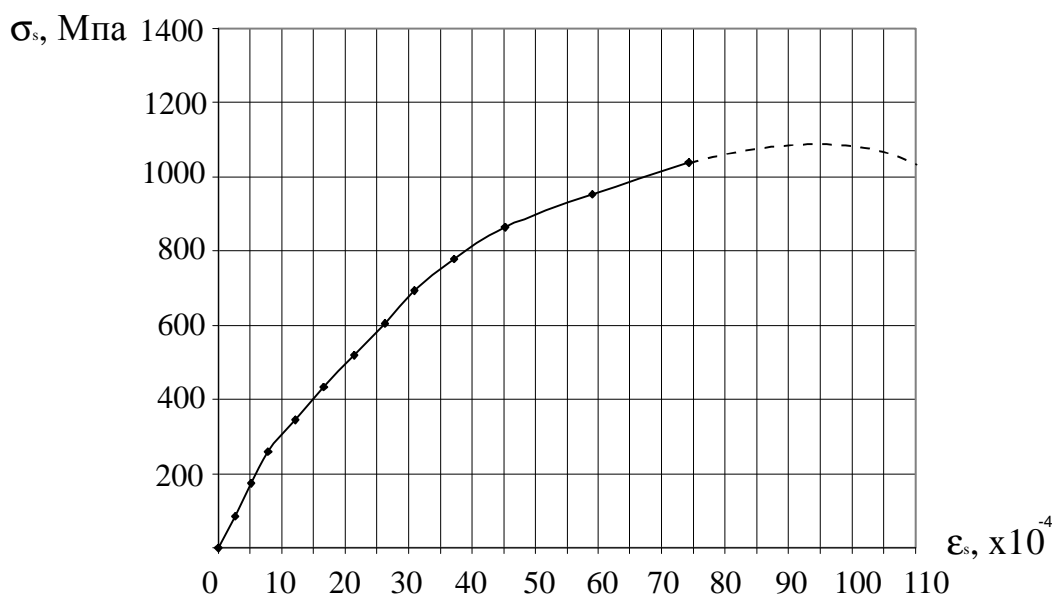


Рисунок 1 – Диаграмма растяжения стали арматурной.

Таблица 7 – Программа исследований.

Серия балок	Обозначение балки	Коэффициент продольного армирования, %	Уровень обжатия, $\sigma_{sp}/\sigma_{0,2}$	Пролет среза, a/h_0	
A	I	Бн-IA-1	0,505	0,6	2,57
		Бн-IA-2			
		Бн-IA-3			
	II	Бн-IIA-1	1,07		
		Бн-IIA-2			
		Бн-IIA-3			
	III	Бн-IIIA-1	1,51		
		Бн-IIIA-2			
		Бн-IIIA-3			

1.2. Опытные образцы

Постановочные исследования выполняли на опытных образцах-балках прямоугольного сечения, конструкция и армирование которых показано на рис.2.

Программа исследований представлена в табл. 7.

1.2.1. Изготовление опытных образцов. Бетонирование балок производилось в металлических формах-кассетах. Вибрирование осуществлялось глубинным вибратором. При бетонировании балок сквозные каналы для арматуры в теле бетона образовывались при помощи металлических каналообразователей.

Для предотвращения усадки образцы распалубливали через 24 часа после бетонирования. Балки снимали с формы

после набора бетоном прочности, достаточной с точки зрения восприятия монтажных нагрузок.

После достижения напрягающим бетоном прочности не менее 7 Н/мм² (через 1 сутки после бетонирования) образцы на напрягающем бетоне помещали в ванны с водой, где они находились до стабилизации процесса расширения.

1.2.2. Натяжение арматуры. Анкеровка арматуры. Контроль величины предварительного натяжения. Натяжение стержневой арматуры осуществляли на затвердевший бетон на специальном стенде (рис.3).

Устройство для натяжения стержневой арматуры включало гидродомкрат 1, взаимодействующий с траверсой 2. Гидродомкрат расположен между упором 5 и траверсой 2, которая выполнена в виде подвижной системы. Неподвижность

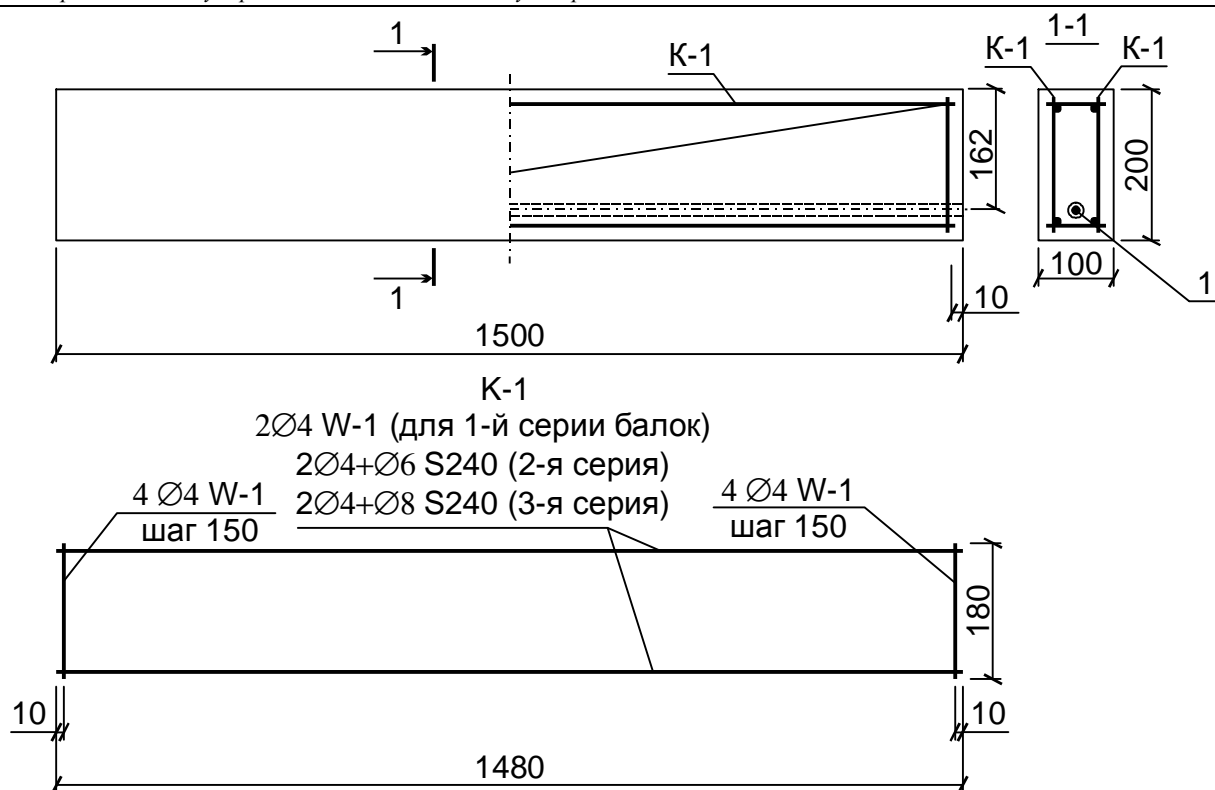


Рисунок 2 – Конструкция и армирование опытных балок
1 – арматура без сцепления с бетоном (Ж12 А600)

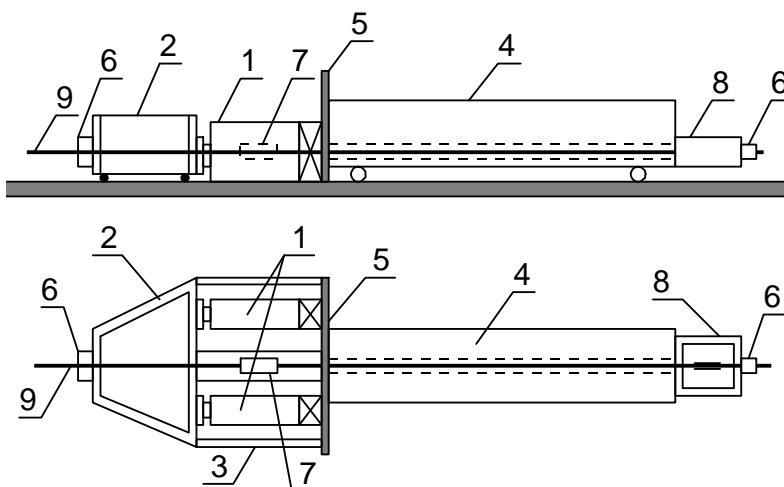


Рисунок 3 – Стенд для натяжения арматуры
1 – гидродомкрат; 2 – траверса; 3 – тяга; 4 – опытная балка; 5 – упор;
6 – клиновидные анкера; 7 – цанговый зажим; 8 – измерительный короб;
9 – напрягаемая арматура.

балки 4 обеспечена упором 5. Напрягаемая арматура закрепляется посредством комплекта анкеров 6. После натяжения арматуры заанкеривание стержня осуществляется специальным цанговым зажимом 7.

Натяжение арматуры 9 осуществляли следующим образом. Концы стержня заанкеривали посредством анкеров 6. После чего в гидродомкрате 1 создавали давление. Выдвигаясь из полости цилиндра, поршень передает усилие на траверсу 2, которая, перемещаясь, вызывает натяжение арматуры. Причем величина натяжения несколько превышала заданное для каждой балки значение $\sigma_{sp,0}/\sigma_{0,2}=0,6$. Эту величину устанавливали из расчета обеспечения возможности заанкеривания стержней при обратном ходе траверсы и получения

после этого напряжений в стержнях 9, равных расчетным значениям $\sigma_{sp,0}/\sigma_{0,2}=0,6$. Дополнительную величину $\sigma_{sp,0}$ регулировали комплектом шайб, укладываемых между анкерами и балкой при обратном ходе траверсы.

Анкеровку арматурных стержней, как указывалось ранее, осуществляли специальными коническими анкерами, представляющими цилиндр с конической внутренней поверхностью, и комплектом разъемных конических зажимов, захватывающих арматуру.

Усилие натяжения контролировали по образцовому манометру гидросистемы, по показаниям автоматического измери-

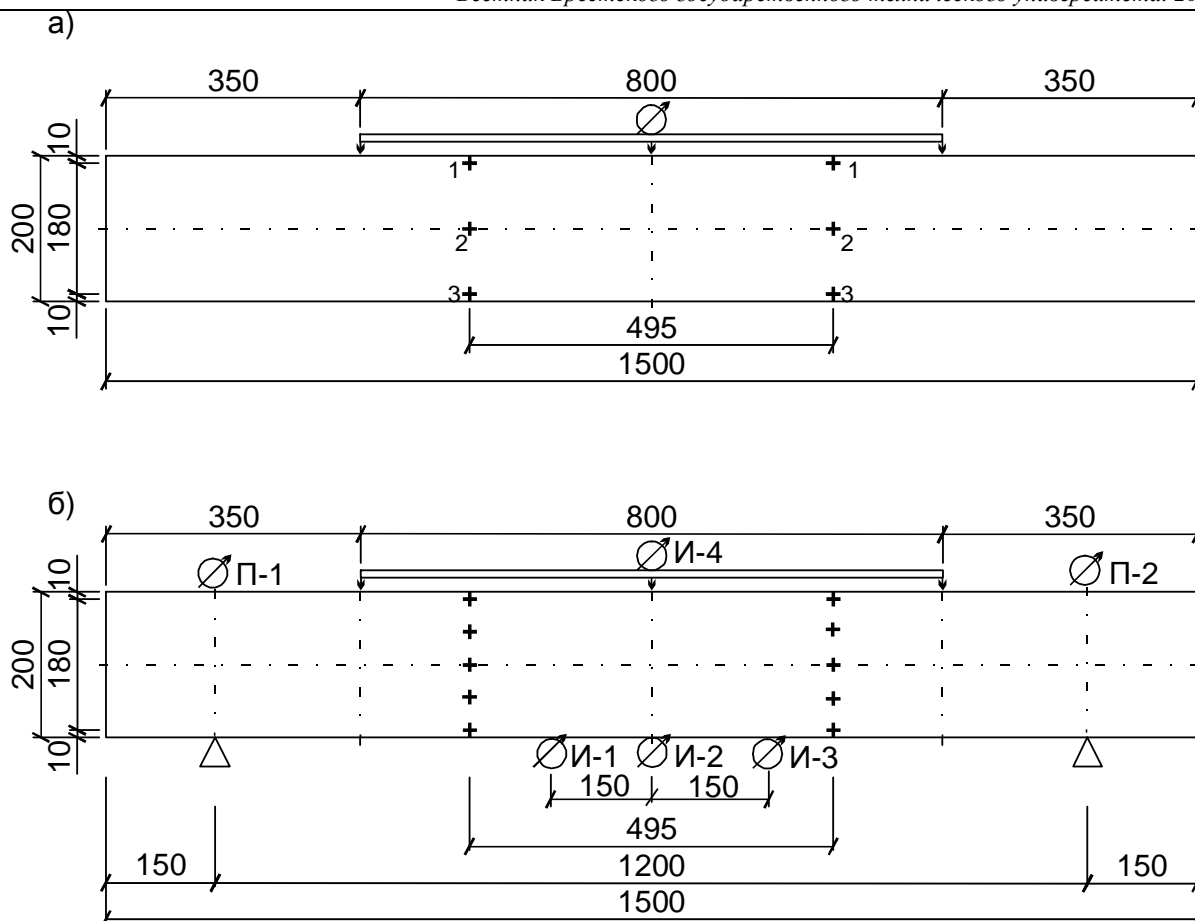


Рисунок 4 – Схема размещения измерительных приборов
а) на стадии расширения;
б) при испытаниях.

теля деформаций (на свободном участке арматуры в приборном коробе 8 устанавливались тензорезисторы с базой измерения 50 мм), по величине выгиба.

Благодаря применению приборов различного принципа действия (продублировав друг друга), была достигнута высокая точность при создании расчетной величины усилия предварительного натяжения при заданном уровне $\sigma_{sp,0}/\sigma_{0,2}$.

Для снятия релаксации высокопрочной стали, до создания расчетного значения величины напряжения, арматурные стержни подвергали дополнительно предварительной вытяжке при уровне предварительного напряжения во всех случаях на ступень выше, чем расчетный. При этих условиях арматурные стержни выдерживали не менее 2 часов, а затем производили разгрузку. Рабочее натяжение арматуры для достижения расчетного уровня $\sigma_{sp,0}/\sigma_{0,2}$ устанавливали в каждом конкретном случае с учетом возможных потерь.

1.3. Измерение деформаций и испытание образцов

Исследование всех образцов проводили 3 этапа:

- 1). на стадии твердения и расширения напрягающего бетона (первая фаза исходного напряженного состояния – самоупрочнение);
- 2). на стадии предварительного напряжения продольной арматуры (вторая фаза исходного напряженного состояния – самоупрочнение + механическое обжатие);
- 3). при испытаниях статическим кратковременным нагружением.

На первой стадии испытания проводили измерение деформаций в 5 уровнях по длине балки при помощи шаблонной мессуры на базе 495 мм.

Перемещения (выгибы) балок измеряли при помощи шаблонной рамки с индикатором часового типа с ценой деления 0.01 мм. Схема размещения измерительных приборов представлена на рис.4.

Статические испытания проводили нагружением балок двумя сосредоточенными силами поэтапно примерно $0,1P^{теор}_{разр}$ с выдержкой, за время которой снимались показания индикаторов, фиксировалось образование и развитие трещин. Нагружение выполняли с помощью насосной установки. Для контроля величины прилагаемой нагрузки использовали тарированный динамометр ДОСМ-3-5. Этап нагружения составлял $P=1250$ кг.

Образование трещин фиксировали переносным микроскопом и обработкой поверхности бетона ацетоном. Ширину раскрытия трещин измеряли микроскопом МПБ-3 с ценой деления 0.025 мм.

Ожидаемые теоретические значения нагрузок трещинообразования для опытных образцов при статических испытаниях определяли с учетом фактических физико-механических характеристик, установленных испытанием исходных материалов конструкций балок.

Прогибы балок в плоскости действия внешних сил определяли при помощи прогибомеров и индикаторов часового типа ИЧ-0.01, согласно схеме, показанной на рис. 4.

2. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ОПЫТНЫХ БАЛОК

2.1. Стадия самоупрочнения

Опытное значение самоупрочнения в продольном направлении определяли исходя из величины зафиксированных свя-

Таблица 8 – Сопоставление опытных и расчетных значений связанных деформаций и самонапряжений к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона.

Обозначение балки	Связанные деформации, $\epsilon_{CE,n} \times 10^{+5}$			Самонапряжения, σ_{CE} , Мпа		
	опытные $\epsilon_{CE,n(e)}$	расчетные по ф-ле (4) $\epsilon_{CE,n(th)}$	$\frac{\epsilon_{CE,n(e)x}}{\epsilon_{CE,n(th)x}}$	опытные $\sigma_{CE,e}$	расчетные $\sigma_{CE,e}$	$\frac{\sigma_{CE,e}}{\sigma_{CE,th}}$
БН-А-I-1	119,0	97,0	1,22	1,02	0,83	1,23
БН-А-I-2	127,0	-//-	1,31	1,08	-//-	1,30
БН-А-I-3	82,0	-//-	0,84	0,7	-//-	0,84
БН-А-II-1	67,0	49,0	1,37	1,33	0,97	1,37
БН-А-II-2	72,0	-//-	1,47	1,43	-//-	1,47
БН-А-II-3	111,0	-//-	2,26	2,21	-//-	2,27
БН-А-III-1	44,4	41,3	1,07	1,27	1,15	1,1
БН-А-III-2	35,0	-//-	0,85	1,00	-//-	0,87
БН-А-III-3	38,4	-//-	0,93	1,10	-//-	0,96

Таблица 9. – Опытные значения усилия предварительного обжатия.

Обозначение балки	Усилие в рабочей арматуре, кН (после релаксации) при $\sigma_{sp}=0,6\sigma_{0,2}$		
	по зафиксированным деформациям $N_{sp} = \epsilon_{sp} \cdot A_{sp} \cdot E_{sp}$	по величине выгиба*	Среднее значение
БН-А-I-1	63,5	90,6	77,05
БН-А-I-2	63,0	79,08	71,04
БН-А-I-3	56,0	94,7	75,35
БН-А-II-1	56,0	64,63	60,31
БН-А-II-2	73,0	132,96	102,98
БН-А-II-3	70,0	144,04	107,02
БН-А-III-1	73,5	135,6	104,55
БН-А-III-2	73,5	144,64	109,07
БН-А-III-3	80,5	135,6	108,05

Примечание: Величина усилия предварительного обжатия определена по формуле:

$$N_{sp,o} = \frac{8 \cdot B \cdot f_{o,p}}{e_{op} \cdot l^2}, \quad (6)$$

где B - изгибная жесткость сечения опытных балок, фактическое значение которых устанавливали по результатам статического нагружения;

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

e_{op} - эксцентриситет обжимающего усилия, относительно ц.т. приведенного сечения опытных балок

занных деформаций, приведенных в табл. 8 определяли по формуле:

$$\sigma_{CE,ex} = \frac{\epsilon_{CE,nx} \sum A_s \cdot E_s}{A_{CE}} = \epsilon_{CE,n} \cdot \rho_{l_x} \cdot E_s, \quad (1)$$

где ρ_{l_x} - коэффициент продольного армирования сечения, определяемый:

$$\rho_{l_x} = \frac{\sum A_s}{A_{CE}} \quad (2)$$

$\sum A_s$ - суммарная площадь стержней ограничивающей арматуры в поперечном сечении опытных балок;

A_{CE} - площадь бетона в поперечном сечении;

E_s - модуль упругости ограничивающей ненапрягаемой арматуры;

$\epsilon_{CE,nx}$ - опытные значения связанных деформаций продольной арматуры при расширении напрягающего бетона.

Теоретические значения самонапряжений, приведенные в табл. 8 определяли исходя из расчетного самонапряжения напрягающего бетона. Для расчета самонапряжения пользовались зависимостями, приведенными в [4] для случая симметричного положения ограничивающей арматуры:

$$\sigma_{CE,th_x} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_\rho \cdot k_s}{l} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right], \quad (3)$$

а деформаций:

$$\epsilon_{CE,n(x)} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_\rho \cdot k_s}{E_s \rho_{l_x}} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] \quad (4)$$

где $f_{CE,d}$ - расчетное самонапряжение, определяемое по стандартной методике в динамометрических кондукторах;

k_ρ - коэффициент, учитывающий влияние количества продольной арматуры на деформацию расширения напрягающего бетона, определяемый согласно [4]:

Таблица 10 – Значения напряжений в бетоне опытных балок от действия усилия предварительного обжатия и самоупрочнения.

Обозначение балки	Напряжения в бетоне			
	от обжатия $\sigma_{cp(i)}$, МПа		Суммарные (обжатие+самоупрочнение)	
	нижняя грань сечения $\sigma_{cp,d}$	верхняя грань сечения $\sigma_{cp,t}$	нижняя грань сечения	верхняя грань сечения
БН-А-I-1	9,92	-2,92	10,94	-1,90
БН-А-I-2	9,14	-2,69	10,22	-1,61
БН-А-I-3	9,70	-2,86	10,40	-2,16
БН-А-II-1	7,51	-2,16	8,94	-0,73
БН-А-II-2	12,82	-3,68	14,25	-2,25
БН-А-II-3	13,33	-3,83	15,54	-1,62
БН-А-III-1	12,66	-3,55	13,93	-2,28
БН-А-III-2	13,20	-3,71	14,20	-2,71
БН-А-III-3	13,08	-3,67	14,18	-2,57

Примечание: 1. Напряжения на верхней и нижней гранях сечения определены как для упругого тела по формуле:

$$\sigma_{cp(i)} = \frac{N_{sp,m}}{A_{CE,red}} \pm \frac{N_{sp,m} \cdot e_{op} \cdot y_i}{J_{red}}, \quad (8)$$

где $A_{CE,red}$, J_{red} - соответственно, площадь приведенного сечения и момент инерции для опытных балок;
 y_i - расстояние до соответствующей грани от центра тяжести приведенного сечения
 2. В таблице знак "плюс" означает сжатие, "минус" –растяжение.

Таблица 11 – Момент образования трещин и сопоставление предельных нагрузок по испытаниям опытных балок с теоретическими значениями.

Обозначение балок	Момент образования трещин, M_{cr} , кНм			Предельная нагрузка M_u , кН			Характер разрушения
	теорет. $M_{cr,th}$	фактич. $M_{cr,f}$	$M_{cr,th}$ $M_{cr,f}$	теорет. $M_{u,th}$	фактич. $M_{u,f}$	$M_{u,th}$ $M_{u,f}$	
БН-А-I-1	11,0 [*]	16,5	0,67	21,0	21,2	0,99	по нормальному сечению в зоне чистого изгиба
БН-А-I-2		15,7	0,7		20,3	1,03	
БН-А-I-3		16,5	0,67		22,0	0,95	
БН-А-II-1	12,0	23,9	0,5	23,3	29,7	0,78	по нормальному сечению в зоне чистого изгиба
БН-А-II-2		22,05	0,54		32,2	0,72	
БН-А-II-3		21,7	0,55		29,2	0,80	
БН-А-III-1	13,0	23,8	0,55	25,2	31,0	0,81	по нормальному сечению в зоне чистого изгиба
БН-А-III-2		22,05	0,59		34,2	0,73	
БН-А-III-3		22,05	0,59		30,2	0,84	

Примечание: ^{*} теоретические значения определены из расчета по деформационной модели для сечений, описанной в работах [7, 8]

$$k_\rho = \sqrt{\frac{1,57 \rho_{lx}}{0,0057 + \rho_{lx}}} \quad (5)$$

k_s - коэффициент, учитывающий направление ограничивающих связей и принимаемый:

- при осевом ограничении - 1,0
- при двухосном ограничении - 1,2.

Для рассматриваемого случая центрального положения ограничивающей связи (симметричное распределение армирования в пределах сечения) отношение $e_s/d=0$ (при эксцентриситете $e_s = 0$) и $k_s = 1,2$.

Как следует из полученных результатов (см. табл. 8) все балки к моменту стабилизации процесса расширения получили практически равномерное самоупрочнение по высоте поперечного сечения.

2.2. 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.9. При расчете напряжений в бетоне на стадии обжатия принимали среднее из полученных усилий.

Значение напряжений обжатия бетона на уровне нижней (наиболее растянутой при нагружении) и верхней (сжатой) граней опытных балок приведены в табл. 10.

Таким образом, к моменту приложения кратковременной статической нагрузки в сечениях опытных балок, выполненных из напрягающего бетона имело место суммарное напряженное состояние. Начальные напряжения в ненапрягаемой арматуре опытных балок к моменту нагружения составляли:

- для самоупрочненных балок:

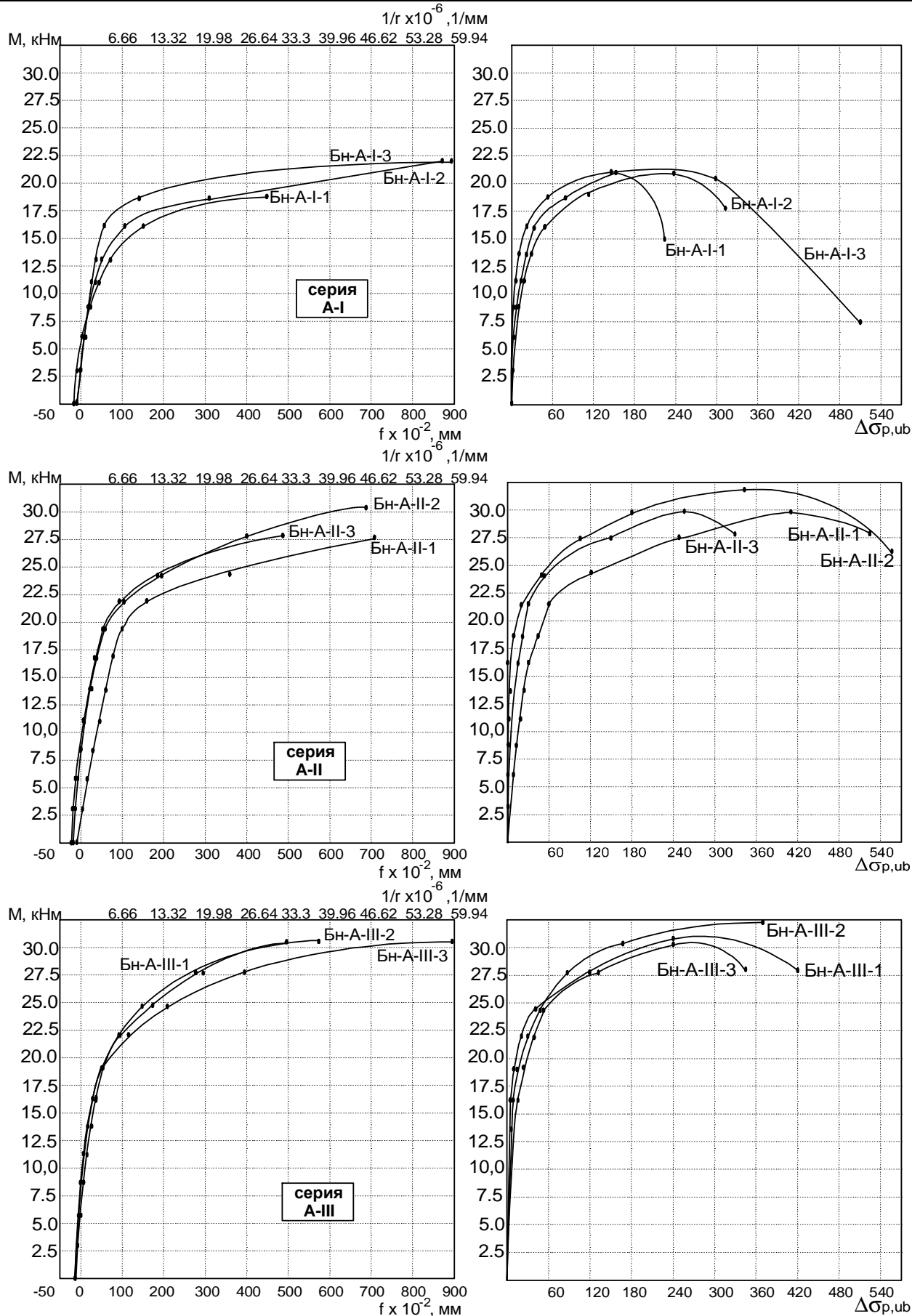


Рисунок 5 – Прогибы опытных балок.

Рисунок 6 – Приращение напряжений в напрягаемой арматуре.

Таблица 12 – Сопоставление прогибов и ширины раскрытия трещин при испытаниях опытных балок (стадия эксплуатации $P=0,65P_u$).

Обозначение балок	Начальный выгиб $a_{op} \times 10^2$ мм	Прогиб с учетом начального выгиба, $a_k \times 10^2$ мм		$\frac{a_{k,th}}{a_{k,f}}$	Ширина раскрытия трещин W_k , мм
		теоретич. $a_{k,th}$	фактич. $a_{k,f}$		
БН-А-I-1	14	128 ^{*)}	30	4,27	0,2
БН-А-I-2	11	145	50	2,90	0,3
БН-А-I-3	11	168	40	4,20	0,2
БН-А-II-1	9	250	99	2,52	0,3
БН-А-II-2	12	220	63	3,49	0,1
БН-А-II-3	13	220	55	4,00	0,2
БН-А-III-1	14	182	55	3,30	0,1
БН-А-III-2	14	182	63	2,89	0,1
БН-А-III-3	14	169	63	2,68	0,2

Примечание: *) теоретические значения определены из расчета по деформационной модели для сечений

$$\sigma_{s,d} = \left(\varepsilon_{sp,CE} \mp \frac{\sigma_{cp,d}}{E_c} \right) \cdot E_s \quad (7)$$

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

где $\varepsilon_{sp,CE}$ - начальные деформации арматуры на стадии расширения,

E_c, E_s - соответственно начальный модуль упругости бетона и модуль упругости ненапрягаемой арматуры.

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

$$N_{sp,m} = N_{CE} + N_{sp,m} \quad (9)$$

приложенным с новым эксцентриситетом относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_{op} = \frac{N_{sp,m} \cdot e_{op} \mp N_{CE} \cdot e_{CE}}{N_{sp,m}} \quad (10)$$

где e_{CE} - эксцентриситет усиления самонапряжения относительно центра тяжести приведенного сечения.

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

2.3. Статические испытания

Статические испытания выполняли двумя сосредоточенными силами при пролете среза $a/d=2,7$. Результаты статических испытаний опытных балок представлены в табл. 11, 12, распределение прогибов на рис. 5.

Как следует из результатов измерений на начальных этапах нагружения и вплоть до появления первых трещин опытные балки характеризовались типичным поведением предварительно-напряженной конструкции. По мере возрастания нагрузки наблюдалось вращение эпюры деформаций 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.

Таким образом, трещиностойкость нормального сечения самонапряженных балок оказалась в среднем на 40% выше, чем теоретическая. Повышенная трещиностойкость оказала влияние на жесткость нормального сечения. Так, прогибы самонапряженных балок при нагрузке, составлявшей 0,65 P_u ,

были ниже, чем теоретические в среднем на 60% (см. табл. 12). Вместе с тем, значение предельных нагрузок оказались примерно одинаковыми (см. табл. 11).

Следует отметить, что при разрушении балок напряжения в арматуре не достигали предельных значений, что является характерным для предельного состояния конструкций без сцепления арматуры с бетоном [5, 6]. После снятия нагрузки наблюдали частичное закрытие образовавшихся трещин. Вместе с тем, наблюдали характерное для таких балок ярко выраженное горизонтальное ветвление нормальных трещин на границе сжатой зоны в стадии, близкой к предельной.

Следует отметить, что с момента приложения внешней нагрузки напрягаемая арматура активно воспринимает усилия в растянутой зоне сечения и в момент декомпрессии (при $M_u = 8$ кН·м), когда напряжения на наиболее растянутой грани сечения становятся равными нулю, все растягивающее усилие воспринимается арматурой.

Следует отметить одну особенность, присущую конструкциям без сцепления напрягаемой продольной арматуры с бетоном. По мере возрастания внешней нагрузки увеличивается усилие в напрягаемой арматуре, что в свою очередь способствует обжатию конструкции, увеличивая в первую очередь ее жесткость (см. рис.6). Для испытанных балок прирост напряжений в растянутой арматуре составил $\Delta\sigma_{sp} = 265$ Н/мм², что составляет около 45% от величины начального предварительного напряжения. Учет эффекта от влияния возрастающего обжатия наблюдается в повышении жесткости на 40% (кривизна, накануне образования трещин, зарегистрированная в опыте составила $6,5 \cdot 10^{-6}$ 1/мм по сравнению со значениями $(1/r)_{th} = 11 \cdot 10^{-6}$ 1/мм (для балок серии А-I); $11,5 \cdot 10^{-6}$ 1/мм по сравнению со значениями $(1/r)_{th} = 18 \cdot 10^{-6}$ 1/мм (для балок серии А-II); $7,5 \cdot 10^{-6}$ 1/мм по сравнению со значениями $(1/r)_{th} = 13 \cdot 10^{-6}$ 1/мм (для балок серии А-III), полученными расчетом без учета эффекта возрастающего усилия обжатия.

Анализируя данные по ширине раскрытия трещин в эксплуатационной стадии (0,65 P_u), следует отметить, что во всех испытанных балках, ширина раскрытия трещин находилась в пределах допустимой и не превышала $[W_k] = 0,3$ мм.

3. ВЫВОДЫ

1. Принятая конструкция опытных образцов позволила учесть особенности применения напрягающего бетона, выраженные в способности расширяться в процессе твердения и создавать самонапряжение конструкции.
2. Применение приборов различного принципа действия (продублировав друг друга), была достигнута высокая

- точность при создании расчетной величины усилия предварительного натяжения при заданном уровне $\sigma_{sp,0}/\sigma_{0,2}$.
3. Повышенная трещиностойкость оказала влияние на жесткость нормального сечения. Так, прогибы самонапряженных балок при нагрузке, составлявшей $0,65 P_u$, были ниже, чем теоретические в среднем на 60%. Вместе с тем, значение предельных нагрузок оказались примерно одинаковыми.
 4. Для испытанных балок прирост напряжений в растянутой арматуре составил $\Delta\sigma_{sp} = 265 \text{ Н/мм}^2$, что составляет около 45% от величины начального предварительного напряжения. Учет эффекта от влияния возрастающего обжатия наблюдается в повышении жесткости на 40%.
 5. Следует отметить, что при разрушении балок напряжения в арматуре не достигали предельных значений, что является характерным для предельного состояния конструкций без сцепления арматуры с бетоном.
 6. Анализируя данные по ширине раскрытия трещин в эксплуатационной стадии ($0,65 P_u$), следует отметить, что во всех испытанных балках, ширина раскрытия трещин находилась в пределах допустимой и не превышала $[W_k] = 0,3 \text{ мм}$.
 7. 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.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ТУ 21-26-13-90. Цемент напрягающий. – Взамен ТУ 21-26-13-80; введ. 01.01.91.– М.: Минстройматериалов СССР, 1990, 15 с.
2. ТУ 67-938-87. Бетон на напрягающем цементе.– Взамен ТУ 67-654-85; введ. 01.04.88.– М.: Минстройматериалов СССР, 1987, 24 с.
3. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение.
4. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона. Брест, 1998 - 244 с.
5. 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.
6. Мордич А.И., Поляков А.Л., Левашова Н.Б. Сопrotивление 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.
7. Тур В.В., Деркач В.Н., Образцов О.Л., Щербач А.В. Применение деформационной модели к расчету изгибаемых комбинированно напряженных элементов, не имеющих сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Вестник БГТУ. Строительство и архитектура №1 (13), 2002 г.
8. Образцов О.Л., Щербач А.В. Основы деформационного метода расчета конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном и его компьютерная реализация. Вестник БГТУ. Строительство и архитектура №1 (13), 2002 г.

УДК 624.012.45:539.376

Образцов О.Л., Щербач А.В.

ОСНОВЫ ДЕФОРМАЦИОННОГО МЕТОДА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ И ЕГО КОМПЬЮТЕРНАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ

ВВЕДЕНИЕ

Согласно определению, приведенному в проекте СНБ 5.03.01 [1] под **предварительно напряженными конструкциями без сцепления арматуры с бетоном** принято понимать конструкции, в которых натяжение арматуры выполняют непосредственно на бетон установленной прочности, а усилие обжатия передают на конструкцию при помощи механического закрепления без последующего инъецирования каналов. При этом защиту арматуры от воздействия окружающей среды выполняют при помощи антикоррозионных покрытий, либо располагая ее в специальных оболочках.

В настоящее время в международной строительной практике накоплен опыт практического применения таких конструкций в широких областях - современное мостостроение, оболочки защиты ядерных реакторов, емкостные сооружения, башни и т.д. [2].

В отечественной практике названные конструкции не получили достаточно широкого распространения. Причиной тому в первую очередь следует считать недостаточное осве-

щение методов их расчета нормативными документами, а также, по мнению [3], сложившиеся инженерные традиции.

В работе [3] определено, что для применения конструкций без сцепления требуется решить следующую важнейшую задачу: необходимо разработать надежные практические методы расчета и конструирования изгибаемых конструкций с арматурой, не имеющей сцепления с бетоном.

1. ПРЕДПОСЫЛКИ И ДОПУЩЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ.

Предлагаемая аналитическая модель для расчета самонапряженных конструкций без сцепления напрягаемой арматуры при действии нагрузок базируется на следующих предположениях и допущениях, принятых в работе [6]:

1. Для средних (по длине элемента) деформаций считается справедливой гипотеза плоских сечений;
2. Напряжения и относительные деформации для материалов связаны соответствующими диаграммами деформиро-

Щербач Александр Валерьевич. Аспирант каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.
Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.