

Т.В. Бобало, З.Я. Бліхарський, Б.М. Ільницький, А.П. Крамарчук
Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра будівельних конструкцій та мостів

ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК АРМОВАНИХ СТЕРЖНЕВОЮ ВИСОКОМІЦНОЮ АРМАТУРОЮ РІЗНИХ КЛАСІВ

© Бобало Т.В., Бліхарський З.Я., Ільницький Б.М., Крамарчук А.П., 2011

Наведено результати натурального випробування сталобетонних балок, армованих пакетом арматур. Основною ідеєю є здешевлення собівартості залізобетонних конструкцій за допомогою використання високоміцної стержневої арматури в поєднанні з стрічковою, що має зчеплення з бетоном.

Ключові слова: сталобетонні балки, залізобетонні конструкції, змішане армування, зовнішнє армування, напружено-деформований стан.

In the article the results of model test of beams of steel concrete of reinforced are given by a package armature. A basic idea is reduction of prices of prime price of reinforce-concrete constructions by means of the use of the high durability cored armature in combination with band, that has coupling with a concrete.

Key words: beams of steel concrete, reinforce-concrete constructions, mixed reinforcement, external re-enforcement, tensely deformed the state.

Вступ. Сьогодні в світі широко використовуються різні високоміцні сталі для зведення споруд. Основною перевагою таких сталей є їхня міцність, це дозволяє зменшити кількість металу, який використовується під час будівництва, не втративши надійності конструкції. Проте окрім міцності є й інша важлива характеристики сталі – це деформативність. Чим більша міцність будівельної сталі, тим менший початковий модуль пружності та більша кінцева деформація, а це негативно впливає на деформативність та на утворення тріщин у залізобетонних конструкціях. Тому використання високоміцних сталей без попереднього напруження не доцільне, але якщо таку стержневу арматуру поєднати з зовнішньою стрічковою, то можна досягти зростання міцності конструкцій.

Якщо розглядати сталобетонні конструкції, то їхня стрічкова арматура розміщується на зовнішніх гранях перерізу без захисного шару бетону, що дозволяє краще використати властивості матеріалів. Завдяки чому досягається зростання несучої здатності конструкції та її жорсткості або створюється можливість для створення економічно ефективних конструкцій зменшеної висоти порівняно з наявними залізобетонними.

Поєднання конструктивного рішення сталобетонних балок з використанням стержневої високоміцної арматури передбачає зменшення металомісткості, а тому є актуальним з погляду доцільності дослідження міцності, деформативності, тріщиностійкості та практичного застосування таких конструкцій у будівництві.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проведені раніше дослідження показали, що у балках з більшим відсотком зовнішньої стрічкової арматури, досягається зростання несучої здатності конструкції та її жорсткості за незмінних розмірів поперечного перерізу. Проте поєднання роботи зовнішньої стрічкової арматури із сталі Ст-3 з внутрішньою стержневою з міцнішої сталі на зразок Ат-800 або А-1000 ще не проводилось.

Застосування високоміцної стержневої арматури класу Ат-800 та А-1000 в поєднанні з стрічковою сталлю Ст-3, що має зчеплення з бетоном за допомогою U-подібних анкерів, дасть змогу нам досягти підвищення міцності та збільшення економічних показників.

Мета та задачі досліджень. 1. Оцінити міцність сталобетонних балок у зоні чистого згину при поєднанні зовнішньої гладкої стрічкової арматури (сталь Ст-3), що об'єднана з бетоном U-подібними анкерами і стержневої арматури класу Ат-800 та А-1000 без попереднього напруження.

2. Обґрунтувати особливості роботи та характер руйнування цих сталобетонних балок за різного співвідношення площ армування.

3. Встановити деформівні характеристики балок та тріщиностійкість.

4. Встановити оптимальне співвідношення використання листової сталі Ст-3 в поєднанні з стержневою класу Ат-800 та А-1000.

Експериментальні дослідження. Для проведення експерименту було виготовлено десять дослідних зразків у вигляді сталобетонних балок, що мають зчеплення зовнішньої стрічкової арматури з бетоном за рахунок U-подібних анкерів, приварених до листа. Для більшої точності дослідження серед виготовлених зразків були дублюючі балки з таким самим армуванням, що й основні та з однаковим класом бетону. Дублюючі балки виготовлялись одночасно з основними з одного замісу бетону, що дало змогу отримати бетон однакової міцності. Переріз балок 120×240 мм, розрахунковий прогін 2400 мм. Клас бетону встановлювався після випробовування бетонних кубиків розміром 150×150 мм., та призм 100x100x400 мм, було встановлено, що міцність бетону відповідала класу В55 – В60. Бетон виготовлено з використанням здолбунівського портландцементу активністю М500 та суперпластифікатора НК-1(ВМ) для полегшення укладання суміші, та для зменшення водоцементного відношення. Заповнювачі на 1м³: щебінь гранітний фракції 5–20 мм, пісок з модулем зернистості 2,2, усі заповнювачі чисті без домішок. Витрата матеріалів на 1 м³ бетонної суміші: цемент – 498,0 кг; пісок – 616,0 кг; щебінь – 1178,3 кг; вода – 166 л, суперпластифікатор НК-1(ВМ) – 2,47 кг (2,12 л). Ущільнення бетонної суміші – вібраційне.

Конструкція арматурних каркасів подана на рис. 1.

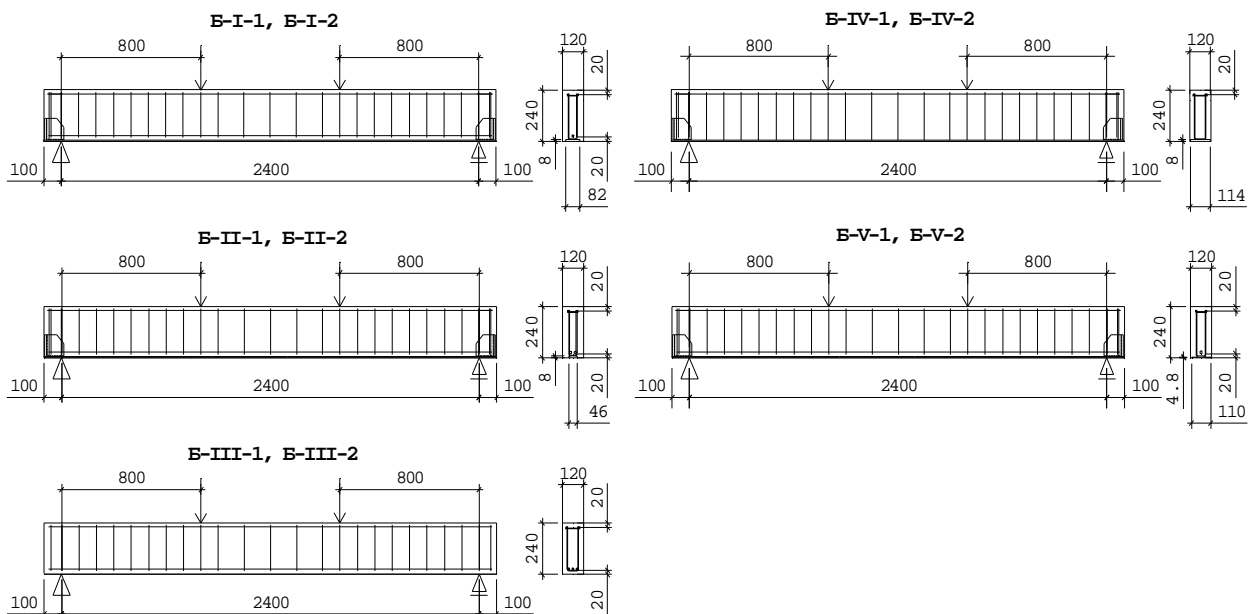


Рис. 1. Конструкція каркасів дослідних зразків.

Було прийнято, що кожна серія – це дві балки, основна та дублююча. Для всіх балок поперечна арматура прийнята з стержнів Ø5 класу А-400С встановлених з кроком 70 мм в зоні дії

поперечних сил. Робочою поздовжньою арматурою розтягнутої зони слугувала гладка стрічкова арматура сталі Ст-3 товщиною $t = 8$ мм, що має зчеплення з бетоном і арматура періодичного профілю $\varnothing 12$ мм класу Ат-800 або $\varnothing 10$ мм класу А-1000. Виготовлені балки відрізнялись різним співвідношенням стрічкової і стержневої арматур.

Фізико-механічну характеристику дослідних балок наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Фізико-механічна характеристика матеріалів дослідних балок

	Позначення балок	Блс – I – 1, Блс – I – 2	Блс – II – 1, Блс – II – 2	Бс – III – 1, Бс – III – 2	Бл – IV – 1, Бл – IV – 2	Блс – V – 1, Блс – V – 2
Важкий бетон	R_b , МПа	48,7	46,3	46,3	49,2	40,4
	R_{bt} , МПа	2,37	2,1	2,18	2,32	2,01
	$E_b \times 10^3$, МПа	38,00	37,76	38,04	38,50	32,10
Арматура роз- тягнутої зони – стрічкова поздовжня	B_{st_s} , мм	82x8	46x8	-	114x8	110x4,8
	R_{st_s} , МПа	287	287	-	287	287
	$E_s \times 10^5$, МПа	2,05	2,05	-	2,05	2,05
	Марка	C275	C275	-	C275	C275
Арматура роз- тягнутої зони – стержнева поздовжня	\varnothing , мм	1 \varnothing 10	2 \varnothing 10	3 \varnothing 10	-	1 \varnothing 12
	R_s , МПа	1080	1080	1080	-	1077/904
	$E_s \times 10^5$, МПа	1,85	1,85	1,85	-	1,91
	Клас	A 1000 (A-VI)	A 1000 (A-VI)	A 1000 (A-VI)	-	Ат 800 (Ат-V)
Арматура стис- неної зони – стержнева поздовжня	\varnothing , мм	8	8	8	8	8
	R_s , МПа	296	296	296	296	296
	$E_s \times 10^5$, МПа	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
	Клас	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)
Арматура стрижнева поперечна	\varnothing , мм	5	5	5	5	5
	R_{sw} , МПа	296	296	296	296	296
	$E_{sw} \times 10^5$, МПа	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
	Клас	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)	A 240 (A-I)

Завантаження експериментальних балок здійснювалось за допомогою гідравлічного домкрату потужністю 1000 кН. Через розподільчу траверсу зусилля прикладалось до верхньої грані балки у вигляді двох зосереджених сил, прикладених симетрично відносно середини балки на відстані 1/3 від загального прольоту.

Навантаження балок під час випробувань здійснювали поетапно ступенями, близькими 0,1 від руйнівного навантаження, з витримкою 30 хв на кожному ступені. Після чого знімали покази приладів, а також фіксували утворення, ширину розкриття і розвиток тріщин. Величина навантаження контролювалась величиною опорних реакцій, які вимірювались двома кільцевими динамометрами. Ці кільцеві динамометри слугували одночасно рухомою і нерухомою опорами. У шарнірно нерухомій опорі, опорні частини кільцевого динамометра виконували у вигляді циліндричних поверхонь з радіусом кільця динамометра. У шарнірно рухомій опорі, опорні частини виконані плоскими.

Результати експериментальних досліджень сталебетонних балок із стрічковою арматурою, що має зчеплення з бетоном та стержневою класу Ат-800, А-1000

Позначення балок	Несуча здатність (текучість високоміцної арматури, руйнування стиснутої зони бетону)			Максимальний прогин f_{max} , мм		
	Дослідне значення M_{d2} при фізичному руйнуванні, кНм	За СНиП 2.03.01-84* $M_{н1}$, кНм	$(M_{d2}-M_{н1})/M_{d2}$, %	Дослідне значення при $M=0,7M_{d2}$, f_{d1} , мм	За СНиП 2.03.01-84* $M=0,7M_{н1}$, $f_{н1}$, мм	$(f_{d2}-f_{н1})/f_{d2}$, %
Блс – I – 1	51,52	50,64	1,7	5,87	11,9	-102,7
Блс – I – 2	52,64		3,8	7,41		-60,6
Блс – II – 1	55,20	51,12	7,39	13,93	14,2	-1,9
Блс – II – 2	52,40		2,44	13,61		-4,3
Бс – III – 1	55,36	48,16	13,0	22,57	20,9	7,4
Бс – III – 2	57,04		15,6	26,12		20,0
Бл – IV – 1	47,60	49,20	-3,4	6,82	10,4	-52,5
Бл – IV – 2	47,60		-3,4	5,35		-94,4
Блс – V – 1	60,70	51,41	15,3	6,77	13,0	-92,0
Блс – V – 2	53,60	47,97	10,5	11,6	12,1	20,9

Варто зауважити, що настання текучості листа відбувається швидше ніж високоміцної арматури, це супроводжується збільшенням приросту деформацій у стержневій арматурі та прогинів. Проте дослідні зразки продовжували сприймати додаткове навантаження і після текучості листа доти, поки не була досягнута межа текучості стержневої високоміцної арматури.

Тому тут слід відзначити присутність трьох граничних станів згинаного елемента під час розрахунку міцності. Перший – коли в стрічковій арматурі із сталі класу Ст-3 напруження дорівнюють межі текучості, після чого балка стає непридатною до нормальної експлуатації. Другий – настання текучості в високоміцній стержневій арматурі. Третій – фізичне руйнування, а саме руйнування стиснутої зони бетону.

Утворення і розвиток тріщин є важливим у сталебетонних балках, армованих пакетом арматур, тому цьому питанню приділялась особлива увага. У балках, де стрічкової арматури було більше, тріщини у зоні максимального моменту утворювались набагато пізніше ніж у балках з більшим відсотком високоміцної стержневої арматури, проте утворення допустимих тріщин в розтягнутій зоні не перешкоджає нормальній роботі балки.

Найшвидше тріщини утворились у балках серії Бс – III, де стрічкової арматури не було, проте через їхню велику кількість, ширина розкриття досягла критичного значення 0,3мм пізніше ніж у балках з невеликим відсотком стрічкової арматури.

Порівнюючи дослідні значення із результатами розрахунку за СНиП 2.03.01-84* підтвердилось те, що із збільшенням відсотка стрічкової арматури все більше зростає розбіжність між ними, тобто норми не дооцінюють тріщиностійкість сталебетонних балок.

Результати утворення та максимально допустимого розкриття тріщин подані в табл. 3.

Таблиця 3

Експериментальні та теоретичні значення ширини розкриття тріщин

Позначення балок	Початок утворення тріщин			Максимальне розкриття тріщин			
	дослідне $M_{срс}^d$, кН*м	за СНиП 2.03.01-84* $M_{срс}^{СНиП}$, кН*м	$(M_{срс}^d - M_{срс}^{СНиП}) / M_{срс}^d$, %	M, кН*м	дослідне a_T^d , мм	за СНиП 2.03.01-84* $a_T^{СНиП}$, мм	$(a_T^d - a_T^{СНиП}) / a_T^d$, %
Блс – I – 1	6,9	5,54	19.7	28,35	0,3	16,26	42,6
Блс – I – 2	7,15		22.5	28,06	0,3		42,1
Блс – II – 1	8,00	4,94	38.3	29,82	0,3	16,67	44,1
Блс – II – 2	7,46		33.8	30,80	0,3		45,9
Бс – III – 1	11,67	5,11	56.2	33,45	0,3	15,89	52,5
Бс – III – 2	10,99		53.5	36,79	0,3		56,8
Бл – IV – 1	39,16	5,05	87.1	43,26	0,3	15,09	65,1
Бл – IV – 2	39,00		87.1	42,97	0,3		64,9
Блс – V – 1	7,14	5,34	25.2	25,31	0,3	16,19	36,0
Блс – V – 2	10,20	5,28	48.2	28,84	0,3	15,07	43,9

Фізичне руйнування практично усіх дослідних балок відбувалося внаслідок початку текучості високоміцної арматури та подальшим розчавлюванням стиснутої зони бетону, винятком є тільки Бл-IV-1, Бл-IV-2 в якій відсутня стержнева високоміцна арматура, вона зруйнувалась внаслідок текучості листа.

Характер руйнування експериментальних балок див. фото рис. 2.

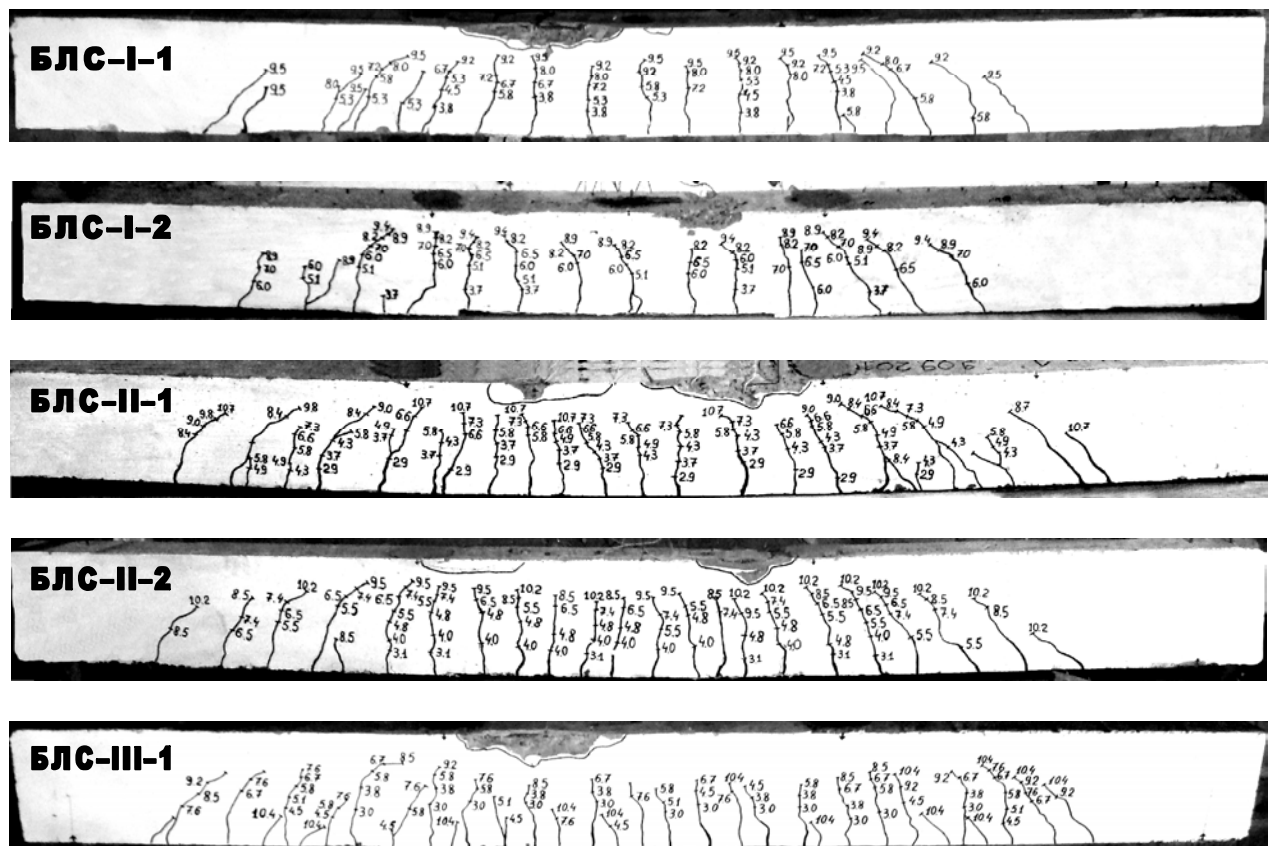


Рис. 2. Характер руйнування дослідних балок

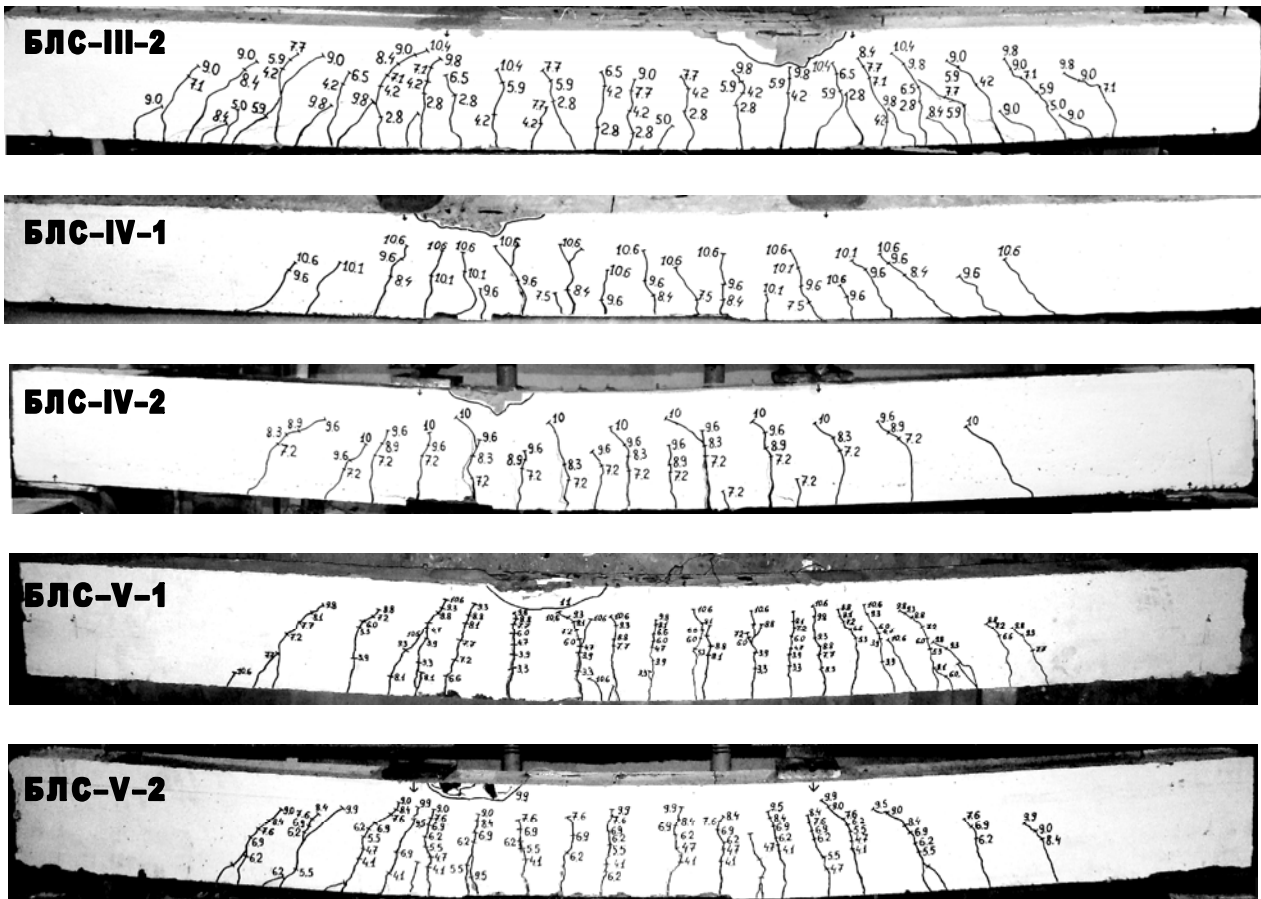


Рис. 2. (Продовження). Характер руйнування дослідних балок

Висновки. 1. Початок текучості стрічкової арматури, супроводжується різким зростанням прогинів та деформацій дослідних зразків, конструкція втрачає жорсткість, але високоміцна стержнева арматура продовжує сприймати додаткові навантаження.

2. За наявності високоміцної стержневої арматури фізичне руйнування балок наступає не під час текучості листової арматури, а після текучості високоміцної стержневої арматури з подальшим розчавлюванням стиснутої зони бетону, що дозволяє обчислювати момент фізичного руйнування балок з умовною межею текучості саме високоміцної арматури, і повністю використати її міцнісні характеристики.

3. Із збільшенням відсотка армування сталобетонних балок високоміцною стержневою арматурою, зростає межа фізичного руйнування.

4. За співвідношення робочої арматури балок $R_sAs(\text{стержня}) / R_sAs(\text{листа})$, що дорівнює 1/1, граничні прогини досягаються саме під час фізичного руйнування.

5. Сучасні нормативні документи не дооцінюють деформативність сталобетонних балок, армованих пакетом арматур різного класу.

6. Зі збільшенням відсотка зовнішньої стрічкової арматури в балках з змішаним армуванням момент появи нормальних тріщин дещо зменшується.

7. Збільшення прогинів під навантаженням в сталобетонних балках з більшим відсотком армування високоміцною стержневою арматурою є наслідком більших кінцевих деформацій стержневої високоміцної арматури до моменту появи текучості, на відміну від листової.

1. Блхарский З.Я. Прочность и деформативность предварительно напряженных сталобетонных балок, потери и сцепление нового вида полосовой арматуры: Дис. ...канд. техн. наук. – Львов, 1989. – 212 с. 2. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталобетонних конструкцій. – Львів, 2001. – С. 80. 3. Клименко Ф.Є., Добрянський І.М., Фабрика Ю.М. Робота

сталезалізо-бетонних балок у зоні чистого згину // Вісник Львів. аграр. ун-ту.– 2004. – № 5: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 5. Клименко Ф.Є., Гавриляк А.І., Фабрика Ю.М. Вплив довготривалих навантажень на несучу здатність сталобетонних згинальних елементів // Тези Міжнар. конф. – Кривий Ріг, 1998. 6. Барабаш В.М., Клименко Ф.Є. Розробка, дослідження та застосування нового виду стрічкової арматури періодичного профілю в сталобетонних конструкціях // Проблеми теорії і практики залізобетону. – Полтава, 1997. – С. 37–41. 7. Боднарчук Т.Б., Шмиг Р.А. Методика виготовлення та дослідження тришарових сталобетонних балок з зовнішнім стрічковим армуванням // Проблеми теорії і практики будівництва. – Львів, 1997. – Т. II. – С. 34–37. 8. Клименко Ф.Є., Ільницький Б.М., Бобало Т.В. Міцність сталобетонних балок армованих арматурою класу А-III, А-V в поєднанні з стрічковою, що працює без зчеплення з бетоном // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2007. 9. Клименко Ф.Є., Ільницький Б.М., Бобало Т.В. Міцність та деформативність сталобетонних балок, армованих арматурою класу А-400, Ат-800 в поєднанні з стрічковою, що працює без зчеплення з бетоном // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2008.

УДК 624.042.5

С.С. Була, А.Б. Пелех

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра будівельних конструкцій та мостів

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛИШКОВИХ ДЕФОРМАЦІЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПІСЛЯ ДІЇ МІСЦЕВОГО НАГРІВАННЯ

© Була С.С., Пелех А.Б., 2011

Описано результати досліджень залишкових деформацій залізобетонних елементів під час дії місцевого нагрівання. Досліджені особливості їх формування.

Ключові слова: залишкові деформації, місцевий нагрів.

This article describes the results of investigating the remaining deformation in reinforced concrete elements during local heating. The features of their forming were investigated.

Key words: remaining deformation, local heating.

Вступ. Питання оцінки несучих конструкцій після температурного впливу, незважаючи на значну кількість досліджень, залишається актуальним. Зокрема, малодослідженими є залишкові деформації залізобетонних елементів, що зазнали місцевого нагрівання. Інформація про залишкові деформації після дії температури дозволила б проектувати конструкції з врахуванням імовірних небезпечних ситуацій. Такі розрахунки активно впроваджуються у практику проектування цивільних, промислових та спеціальних об'єктів багатьох країн (наприклад, рохрахунок на прогресуюче руйнування (Росія [1], США [2], країни Євросоюзу). Виконання таких розрахунків вимагає розроблення відповідної методики та порівняння отриманих результатів із експериментальними даними.

Аналіз останніх досліджень. Незважаючи на значну кількість праць, що присвячені роботі залізобетонних конструкцій після дії температури [3, 4], досліджень, що стосувалися б залишкових деформацій елементів після місцевого нагрівання, виявлено не було.