

Висновки. Міцність бетону, просоченого розплавом сірки при залишковому тиску в поровому просторі 0,01 МПа, збільшується в 1,4–3 рази порівняно з просоченням без вакуумування. Витрата сірки зростає тільки на 10–25 %.

Збільшення істинного цементно-водного відношення бетонної суміші з 2,2 до 4 сприяє підвищенню міцності бетоносіркополімеру в 1,2–1,8 рази. Співвідношення між піском та щебенем в бетонній суміші рекомендується приймати з урахуванням об'ємної концентрації цементного тіста. Оптимальними є склади сумішей з $C = 0,2$ і $r = 0,3$.

1. Серные бетоны и бетоны, пропитанные серой / В.В. Патуров, А.Н. Волгушев, Ю.И. Орловский. – М.: ВНИИС, 1985. – 58 с. 2. Мовчан Н.И. Пропитка изделий для дорожного строительства расплавом серы // Повышение качества строительства автомобильных дорог в Нечерноземной зоне РСФСР: Тез. докл. научно-техн. конф. – Владимир, 1985. – С. 105–106. 3. Орловский Ю.И., Манзий В.П. Исследование свойств бетонов, пропитанных расплавом серы // Изв. вузов. Стр-во и архит. – 1980. – № 1. – С. 78. 4. Никонов М.Р., Сазонова Л.М. Выбор материалов для эффективной пропитки бетона // Коррозионная стойкость бетона и стальной арматуры. – М.: Стройиздат. 1974. 5. Лекае В.М., Елкин Л.Н. Физико-химические и термодинамические константы элементарной серы. – М., 1964. 6. Баженов Ю.М. Бетонополимеры. – М.: Стройиздат, 1983. – 472 с. 7. Исследование бетонов с применением полимеров: Сб. научн. трудов. – М.: Стройиздат, 1980. – 105 с. 8. Касимов И.К. Бетоны, модифицированные мономерами. – Ташкент: Фан, 1982. – 120 с. 9. Мовчан М.І. Вплив вакуумування виробів на інтенсивність просочення бетону розплавом сірки // Вісн. Нац. ун-ту. “Львівська політехніка”. – 2005. – № 545. – С. 123–128.

УДК 624.131.64

А.Я. Мурин

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра мостів та будівельної механіки
79013, м. Львів, вул. С. Бандери, 12

МІЦНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ РІЗНИХ ПРОЦЕНТАХ ПІДСИЛЕННЯ ЗОВНІШНЬОЮ КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ

© Мурин А.Я., 2007

Подано результати експериментальних випробувань залізобетонних балок, підсиленних зовнішньою композитною арматурою. Показано ефективність підсилення експериментальних зразків стосовно непідсиленних, а також оптимізацію витрати композитної арматури за показниками міцності.

In this article scientifically proved results of experimental tests of RC beams, strengthened an external composite reinforcement. Efficiency of strengthening of experimental beams is shown in relation to unstrengthened and optimization of expense composite reinforcement on the parameters of durability.

Постановка питання. Протягом останніх років значна увага приділяється питанням підсилення конструкцій для підвищення їхніх механічних та експлуатаційних характеристик. У багатьох країнах ведуться дослідження та застосування неметалевої арматури як альтернативи традиційним методам підсилення металевими елементами. Основні переваги неметалевої арматури: висока міцність, корозійна стійкість, легкість і простота використання, відсутність необхідності стикування по довжині, висока втомна міцність, зручний та простий спосіб застосування. Особливо перспективним є застосування неметалевої арматури у великорозмірних конструкціях покриття будівель різного призначення, а також у конструкціях мостів і естакад.

Нині у багатьох країнах світу широко застосовують неметалеву арматуру, переважно углепластикову, для підсилення конструкцій різного призначення [1–4]. Експериментальне вивчення застосування CFRP для підсилення залізобетонних балок було виконано Meier та ін., починаючи з 1985 швейцарських лабораторіях EMPA. У літературі широко описані випробування залізобетонних конструкцій, підсилені зовнішньою композитною арматурою, здійснені у Швейцарії, Німеччині, Японії, Польщі та Україні [5–8]. У цих роботах розглянуто різні аспекти роботи підсилені конструкцій, але не описано оптимізацію витрати композитної арматури та роботу конструкцій при різних процентах зовнішнього підсилення.

У зв'язку з цим у Національному університеті “Львівська політехніка” були виконані комплексні експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилені і випробувані при різних процентах армування зовнішньою композитною арматурою. У статті подано основні результати експериментальних і теоретичних досліджень нормальних перерізів балок за показниками міцності при різних процентах армування композитною стрічкою.

Конструкція та матеріали дослідних зразків. Для експериментальних досліджень були виготовлені залізобетонні балки двох серій довжиною 2100 мм, шириною 120 мм і висотою 220 мм. Зразки серій 1 та 2 відрізнялись міцністю бетону. Балки були запроєктовані так, щоб їхнє руйнування проходило за нормальним перерізом від дії згинального моменту.

Прийняті такі умовні позначення: перша цифра вказує серію балок (1,2); Б – балка; П – підсилена; друга цифра – порядковий номер балки цієї серії (1...8); третя цифра вказує на ширину стрічки підсилення (у частці до базової стрічки шириною 50 мм: 1 – 50 мм (1), 2 – 25 мм (1/2), 3 – 16,7 мм (1/3), 4 – 12,5 мм (1/4). Характеристики експериментальних зразків подано у табл. 1.

Таблиця 1

Характеристики експериментальних зразків

№ з/п	Марка	Спосіб підсилення	Серія	Зовнішнє армування, мм (см ²)
1	1Б-1	Непідсилена	I	–
2	1БП-2-1	Підсилена після виготовлення	I	50×1,2 мм (A _s =0,6 см ²)
3	1БП-3-1	Підсилена після розвантаження	I	50×1,2 мм (A _s =0,6 см ²)
4	1БП-4-1	Підсилена під навантаженням	I	50×1,2 мм (A _s =0,6 см ²)
5	1БП-5-2	Підсилена після виготовлення	I	25×1,2 мм (A _s =0,3 см ²)
6	1БП-6-2	Підсилена після виготовлення	I	25×1,2 мм (A _s =0,3 см ²)
7	1БП-7-3	Підсилена після виготовлення	I	16,7×1,2 мм (A _s =0,2 см ²)
8	1БП-8-4	Підсилена після виготовлення	I	12,5×1,2 мм (A _s =0,15 см ²)
9	2Б-1	Непідсилена	II	–
10	2БП-2-2	Підсилена після виготовлення	II	25×1,2 мм (A _s =0,3 см ²)
11	2БП-3-3	Підсилена після виготовлення	II	16,7×1,2 мм (A _s =0,2 см ²)
12	2БП-4-4	Підсилена після виготовлення	II	12,5×1,2 мм (A _s =0,15 см ²)

В усіх балках поздовжньою робочою внутрішньою арматурою була стержнева арматура класу А-II з границею текучості 370 МПа, а конструктивна і поперечна – класу А500С (Ø8 мм), крок стержнів поперечної арматури становив 40–62 мм. З'єднання арматури у просторовому каркасі виконано ручним електродуговим зварюванням. Конструкція дослідних зразків (до підсилення) показана на рис. 1.

Для експериментальних зразків серії 1 був використаний важкий бетон з такими показниками: середня призмova міцність $R_b = 28,3$ МПа, середня міцність на розтяг $R_{bt} = 2,07$ МПа, середній початковий модуль пружності $E_b = 34,2 \times 10^3$ МПа.

Для експериментальних зразків серії 2 був використаний важкий бетон з такими показниками: середня призмova міцність $R_b = 34,0$ МПа, середня міцність на розтяг $R_{bt} = 2,25$ МПа, середній початковий модуль пружності $E_b = 38,0 \times 10^3$ МПа.

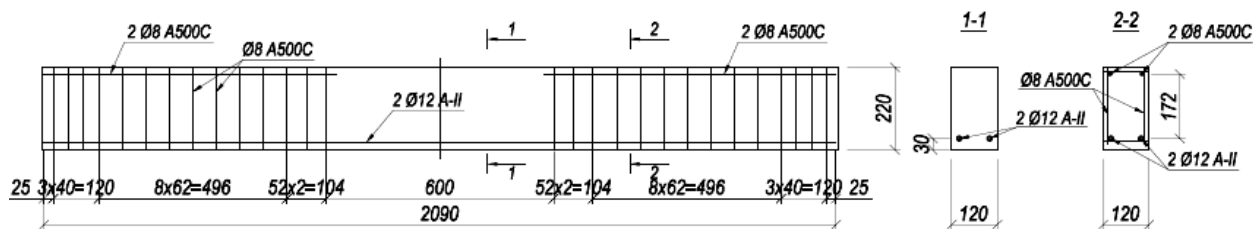


Рис. 1. Конструкція дослідних зразків (до підсилення)

З кожної серії один зразок (1Б-1 та 2Б-1) був випробуваний без підсилення (як контрольний). У інших зразках змінним параметром був процент армування зовнішньою композитною арматурою – стрічкою S512 різної ширини. Підсилювали залізобетонні балки наклеюванням на розтягнуту грань балки (нижню у робочому положенні).

Наклеювали стрічки з використанням двокомпонентного клею SikaDur 30. Для забезпечення анкерування на припорних ділянках використано тканину SikaWrap шириною 30 см, що була наклеєна двома шарами – нижній шар охоплював всю висоту балки, а верхній заходив на бічні грані на 7 см, щоб запобігти відриванню стрічки з шаром бетону на рівні внутрішньої розтягнутої сталеві арматури (рис. 2).

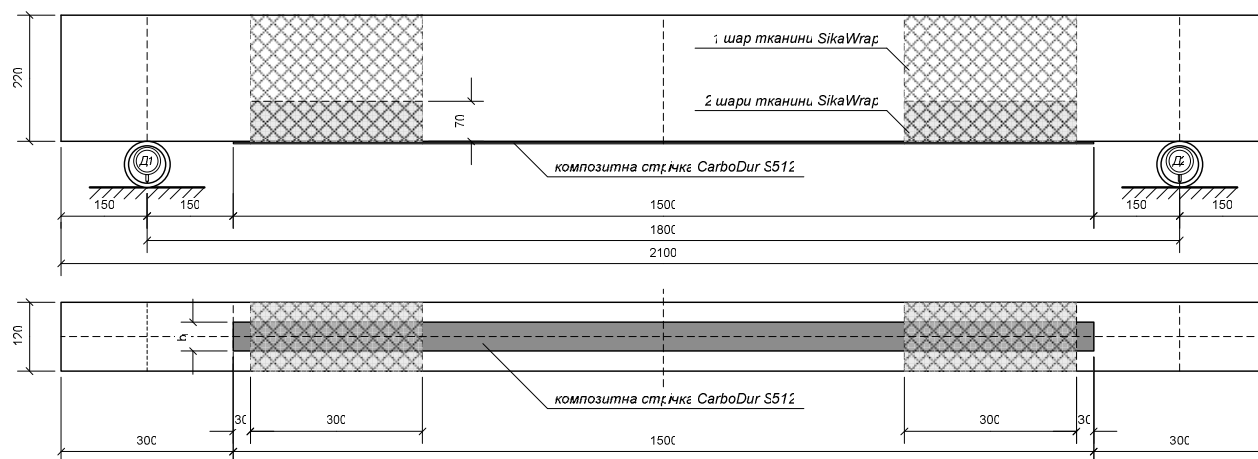


Рис. 2. Конструкція підсилення дослідних зразків

Внаслідок недостатності анкерування у балках з шириною стрічки 50 та 25 мм руйнування відбувалося дочасно внаслідок проковзування кінців стрічки у системі анкерування Sika Wrap. Тому у зразках з шириною стрічки 16,7 та 12,5 мм було використано систему додаткового анкерування з частин стрічки CFRP CarboDur. Випробування зразків із застосуванням цієї системи показали високу ефективність такого способу анкерування.

Результати досліджень. Для визначення характеристик міцності, деформативності та тріщиностійкості експериментальних балок без підсилення було здійснено їхнє випробування на згин до руйнування.

Завантаження балок відбувалося двома зосередженими силами, прикладеними до верхньої грані в третинах прольоту. Навантаження прикладали ступенями 1/20...1/10 від очікуваного руйнівного значення з витримкою на кожному ступені 30 хв. Значення зусилля визначали двома протарованими кільцевими динамометрами (рис. 2), один з яких був нерухомою, а інший – рухомою опорою.

Руйнування балок без підсилення зовнішньою композитною арматурою проходило внаслідок досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості ϵ_y .

Величину моменту текучості внутрішньої сталеві арматури для балок при статичному прикладанні навантаження визначали за допомогою показів мікроіндикаторів годинникового типу, які кріпили до арматури на спеціальних тримачах. Значення ε_y було отримано випробуванням стандартних зразків арматурної сталі з одночасним записом діаграми “ σ – ε ”.

Відносні деформації бетону та композитної стрічки визначали за допомогою показів мікроіндикаторів годинникового типу, тримачі яких були наклеєні на відповідно підготовані поверхні.

Згинальний момент, за якого відбувалось повне руйнування зразків, приймали за граничний M_u^{exp} .

У непідсилених балках 1Б-1 та 2Б-1 після досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості подальше навантаження балок супроводжувалось значним приростом деформацій арматури і бетону, прирощенням прогинів і розкриттям тріщин. Внаслідок цього відбувалось зменшення висоти стиснутої зони з подальшим дробленням бетону стиснутої зони. Таке руйнування характерне для недоармованих балок.

Згинальний момент, що відповідав текучості арматури, становив для непідсилених балок серії 1 – 13,3 кН·м, для серії 2 – 12,3 кН·м.

Руйнування підсилених балок відбувалося після відривання стрічки від бетону на ділянці між анкерувальними тканинами, що призводило до текучості внутрішньої сталеві арматури та руйнування стиснутої зони бетону; лише руйнування зразка 1БП-8-4 відбулося з розривом композитної стрічки, а всі інші зразки зруйнувалися після часткового проковзування кінців стрічки у системі анкерування – анкерувальній тканині та пластинах, що фіксувалося відповідними приладами – мікроіндикаторами.

При визначенні розрахункової несучої здатності в формули підставляли дійсні величини перерізу балки, арматури, призмову міцність бетону R_b та модуль пружності E_b ; за розрахунковий опір арматури прийнято фактичне значення межі текучості арматури σ_y , композитної стрічки – фактичне значення модуля пружності E_L .

Порівняння значень експериментальних і розрахованих за СНиП 2.03.01-84* [9] граничних моментів показало задовільну збіжність результатів для непідсилених балок. Відхилення експериментальних величин від теоретичних становило –1,1...+7,8 %. Це підтверджує те, що методика цих норм з достатньою точністю визначає граничний згинальний момент залізобетонних балок.

Експериментальні значення згинальних моментів, які відповідають граничному стану підсилених балок, а також їхнє порівняння наведено в табл. 2. У таблиці також наведено і розрахункові величини згинальних моментів за методикою СНиП [9] з урахуванням додаткового елемента – композитної стрічки (схема на рис. 3) за формулою:

$$M_{cal} = R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (1)$$

де x визначається із залежності:

$$R_s A_s + R_L A_L = R_b b x \quad (2)$$

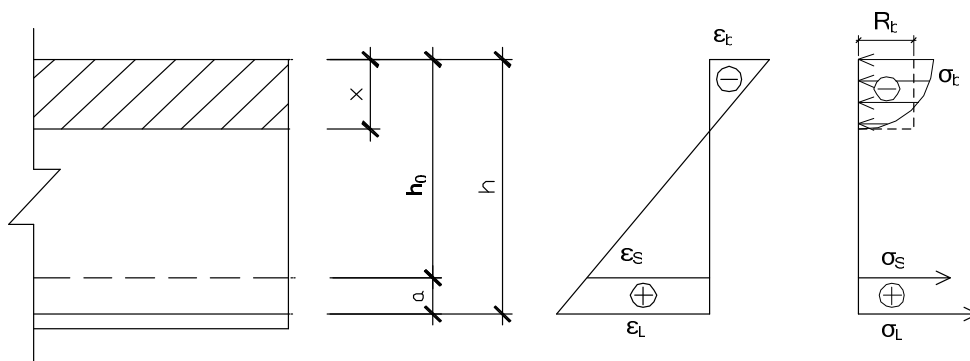


Рис. 3. Розрахункова схема залізобетонного перерізу, підсиленого зовнішньою композитною арматурою, за методикою СНиП [9] з урахуванням елемента підсилення

Міцність експериментальних підсилених балок

Шифр балок	Геометричні розміри стрічки підсилення	Площа поперечного перерізу стрічки підсилення	Відсоток армування зовнішньою арматурою	Згинальний момент, кН·м				
				експеримент	розрахунок за нормами СНиП [9]	$\frac{M_u^{cal}}{M_u^{exp}}$	розрахунок за рекомендаціями fib [10]	$\frac{M_u^{cal}}{M_u^{exp}}$
$b \times h$, мм	A_L , см ²	μ , %						
1БП-2-1	50×1,2	0.6	0.263	27.0	47.5	1.76	23.7	0.88
1БП-3-1	50×1,2	0.6	0.263	27.0	47.5	1.76	23.7	0.88
1БП-4-1	50×1,2	0.6	0.263	25.9	47.5	1.83	23.7	0.92
1БП-5-2	25×1,2	0.3	0.132	20.8	32.6	1.57	19.3	0.93
1БП-6-2	25×1,2	0.3	0.132	27.2	32.6	1.20	19.3	0.71
1БП-7-3	16,6×1,2	0.2	0.088	22.7	27.0	1.19	17.8	0.78
1БП-8-4	12,5×1,2	0.15	0.066	22.1	24.1	1.09	17.0	0.77
1БП-2-2	25×1,2	0.3	0.132	22.9	33.5	1.46	19.7	0.86
1БП-3-3	16,6×1,2	0.2	0.088	23.7	27.6	1.16	18.1	0.76
1БП-4-4	12,5×1,2	0.15	0.066	22.1	24.6	1.11	17.3	0.78

У табл. 2 також наведено порівняння експериментальних значень руйнівного згинального моменту M_u з теоретичними, визначеними за рекомендаціями fib [10].

На рис. 4, 5 подано у вигляді графіків залежності руйнівного згинального моменту M_u від відсотка армування зовнішньою композитною арматурою. Теоретичні значення M_u обчислені за (1).

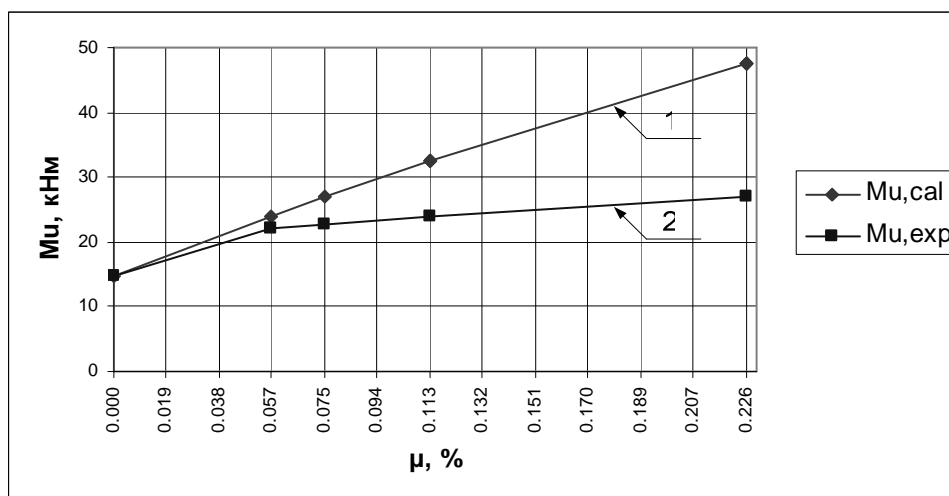


Рис. 4. Залежність руйнівного моменту експериментальних балок серії I від відсотка зовнішнього армування:
1 – теоретичні значення, 2 – експериментальні значення

Розрахунок руйнівних згинальних моментів за методикою СНиП з урахуванням додаткового елемента дає значну розбіжність з результатами експериментів, що свідчить про неприйнятність методики для розрахунку нормальних перерізів підсилених балок.

Розрахунок за рекомендаціями fib [10] дає результати в межах 0,71...0,93 від експериментальних з приблизно рівномірним розподілом при всіх відсотках армування зовнішньою композитною арматурою, що свідчить про можливість застосування рекомендацій fib як основи для розрахунку підсилених балок. Враховуються коефіцієнти безпеки для підсилених конструкцій.

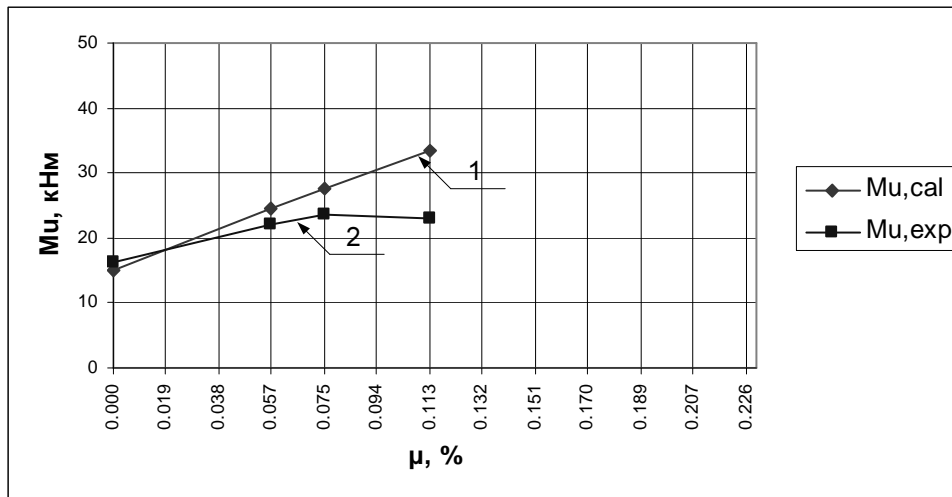


Рис. 5. Залежність руйнівного моменту експериментальних балок серії 2 від відсотка зовнішнього армування:
1 – теоретичні значення, 2 – експериментальні значення

Отже, розрахунок за рекомендаціями FIB дає кращу збіжність з експериментальними даними міцності нормальних перерізів порівняно з методикою на підставі СНиП при усіх досліджених відсотках зовнішнього армування.

На рис. 6 показано графік залежності відношення міцності підсилених і непідсилених балок до відсотка армування зовнішньою композитною арматурою.

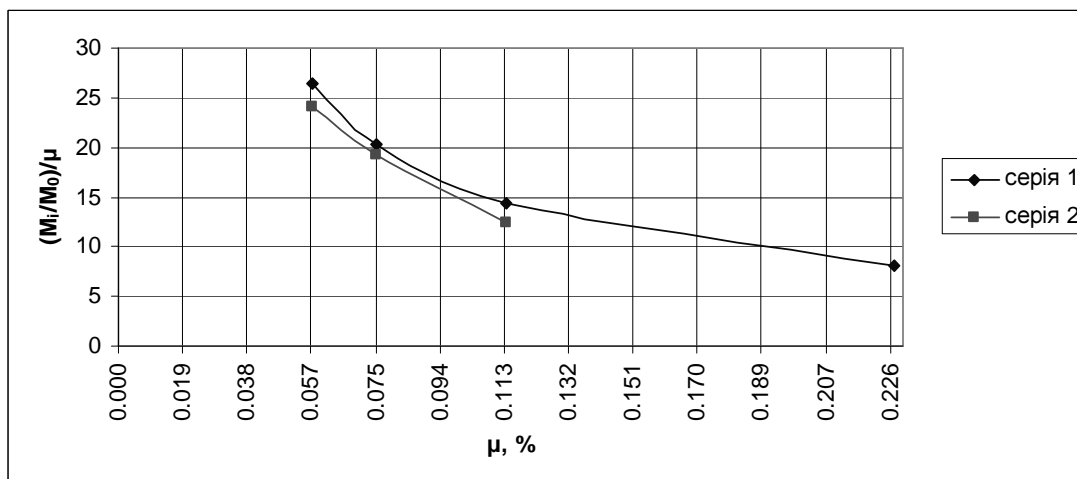


Рис. 6. Відношення міцності підсилених і непідсилених балок до відсотка армування зовнішньою композитною арматурою

З аналізу залежностей видно, що найбільший приріст міцності стосовно відсотка зовнішнього армування виявлений у зразках з меншим відсотком зовнішнього армування, що свідчить про повніше використання міцнісних характеристик композитної арматури.

Висновки. 1. Експериментальними дослідженнями досягнуто оптимального армування зовнішньою композитною арматурою, з урахуванням з міцності нормальних перерізів залізобетонних балок.

2. Для повного і оптимального використання міцнісних характеристик підсилювальної стрічки необхідно забезпечувати її надійне анкерування.

3. При застосуванні рекомендацій FIB з розрахунку підсиленних конструкцій отримані результати дають задовільну збіжність відносно експериментальних даних і можуть бути використані, як

основа для розроблення рекомендацій з розрахунку нормальних перерізів залізобетонних конструкцій, підсилених зовнішньою композитною арматурою.

1. Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д. Експериментальне дослідження залізобетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон CFRP // Автомобільні дороги та дорожнє будівництво. – К., 2001. – Вип.62. – С. 267–271. 2. Хаютин Ю. Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций // Бетон и железобетон. – М., 2002. – № 6. – С. 17–20; 2003. – № 1. – С. 25–29. 3. Кваша В., Мельник І., Собко Ю., Мурин А., Добрянський Р. Застосування композитів CFRP для підсилення залізобетонних мостів в Україні. 9th International Scientific Conference “Current issues of civil and environmental engineering”. – Rzeszow, 3–4 September, 2004. – С. 221–227. 4. Rybak M. Łagoda M. Wzmacnianie mostów betonowych za pomocą przyklejanego zbrojenia zewnętrznego // XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna “Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1997. – P. 41–50. 5. Meier U., Kaiser K. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, Proceedings of the Specialty Conference (ASCE). – Las Vegas, Nevada, 1991. – P. 224–232. 6. Kaminska M., Kotynia R. Badania żelbetowych belek z taśmami CFRP przyklejonymi na ich powierzchniach // XVI konferencja naukowo-techniczna “Beton i prefabrykacja”. – Jadwisin, 1998. – T. 2. – S. 479–484. 7. Kybicki J. Badania doświadczalne zarysowanych belek żelbetowych z naklejonymi taśmami kompozytowymi z włókien węglowych // Prace instytutu techniki – kwartalnik. – 2002. – № 4 (124). – S. 43–59. 8. Мурин А.Я., Добрянський Р.З. Дослідження роботи залізобетонних балок, підсилених наклеюванням композитної арматури // Вісн. Донбаської нац. акад. буд. і арх. – 2005. – Вип. 4(52). Макіївка, 2005 р. – С. 254–257. 9. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с. 10. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report fib, bulletin 14, 2001. – 130 p.