

## МІЦНІСТЬ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ЗОВНІШНЬОЮ КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ

© Мурин А.Я., 2008

**Подано результати теоретично-експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою. Наведено методику розрахунку нормальних перерізів за показниками міцності.**

**The results of in theory-experimental investigations of reinforced-concrete beams, strengthened an external composite reinforcement are given in this article. The method of calculation of normal cuts is resulted on the parameters of durability.**

**Постановка проблеми.** Сьогодні у багатьох країнах світу для підсилення конструкцій різного призначення широко застосовуються ефективні за умов забезпечення міцності і жорсткості, прості у виконанні системи на основі композитних матеріалів. Найпоширенішими є вуглепластики CFRP (англ. *Carbon Fiber Reinforcement Plastic* – пластик, армований вуглецевими волокнами) у вигляді стрічок, наклеєних у зонах максимального розтягу на поверхні конструкцій як додаткове зовнішнє армування [1–4].

Широке застосування вуглепластиків в Україні стримується відсутністю розрахунково-нормативної бази, адаптованої до ДБН України, достатнього досвіду застосування, а також виробництва вітчизняних матеріалів. Експериментальні дослідження багатьох авторів, проведені у Швейцарії, Німеччині, Японії, Польщі та Україні [5–8], та їх порівняння показали значний розкид експериментальних показників міцності, деформативності та тріщиностійкості підсилених залізобетонних конструкцій. Сьогодні немає єдиної теорії розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій, яка б відповідала експериментальним даним усіх авторів, а також не досліджено ефективність використання композитних матеріалів.

**Мета роботи** – зробити теоретично-експериментальне дослідження міцності залізобетонних згинаних конструкцій, підсилених зовнішньою композитною арматурою, та визначити необхідну кількість підсилювальної композитної арматури за показниками міцності.

**Теоретичні обґрунтування.** За основу для роботи прийняті розрахункові залежності чинних норм, зокрема СНиП 2.03.01-84\* "Бетонные и железобетонные конструкции" [9]. Особливістю запропонованої теорії є приведення кількості зовнішньої композитної арматури за показниками міцності, деформативності та площі поперечного перерізу до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури.

Приведена площа поперечного перерізу арматури визначається за формулою

$$A_{SL} = A_S + A_L \frac{R_{Ly}}{R_S}, \quad (1)$$

де  $A_S$  – площа поперечного перерізу внутрішньої сталеві арматури;  $R_S$  – розрахунковий опір на розтяг внутрішньої сталеві арматури;  $A_L$  – площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури;  $R_{Ly}$  – розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури.

Розрахунковий опір на розтяг  $R_{Ly}$  зовнішньої композитної арматури визначається з умови граничних деформацій і залежить від модуля пружності матеріалу:

$$R_{Ly} = e_{Ly} \cdot E_L, \quad (2)$$

де  $e_{Ly}$  – граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури, приймається таким, що дорівнює  $e_{Ly} = 0,005$  [10];  $E_L$  – модуль пружності зовнішньої композитної арматури.

Усі подальші розрахунки проводяться за чинними нормами [9]. Приймаються прямокутна епюра розподілу зусиль в стиснутій зоні бетону, гіпотеза плоских перерізів згідно з [9].

Порядок визначення площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури: гранична несуча здатність за бетоном стиснутої зони (з урахуванням підсилення)

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0.5x); \quad (3)$$

висота стиснутої зони бетону  $x$  визначається з квадратного рівняння

$$0.5R_b b x^2 - R_b b h_0 x + M_u = 0; \quad (4)$$

необхідна приведена площа арматури (з умов рівноваги внутрішніх зусиль) становить

$$A_{SL} = \frac{R_b b x}{R_s}; \quad (5)$$

необхідна площа зовнішньої композитної арматури згідно з (1)

$$A_L = (A_{SL} - A_s) \frac{R_s}{R_{Ly}}. \quad (6)$$

**Експериментальні дослідження.** Для перевірки теоретичних залежностей були виготовлені залізобетонні балки двох серій завдовжки 2100, завширшки 120 і заввишки 220 мм. Зразки серій 1 та 2 відрізнялись міцністю бетону. Балки були запроектовані в такий спосіб, щоб їх руйнування відбувалось за нормальним перерізом від дії згинального моменту. Характеристики експериментальних зразків подано у табл. 1 та показано на рисунку.

Таблиця 1

#### Характеристики експериментальних зразків

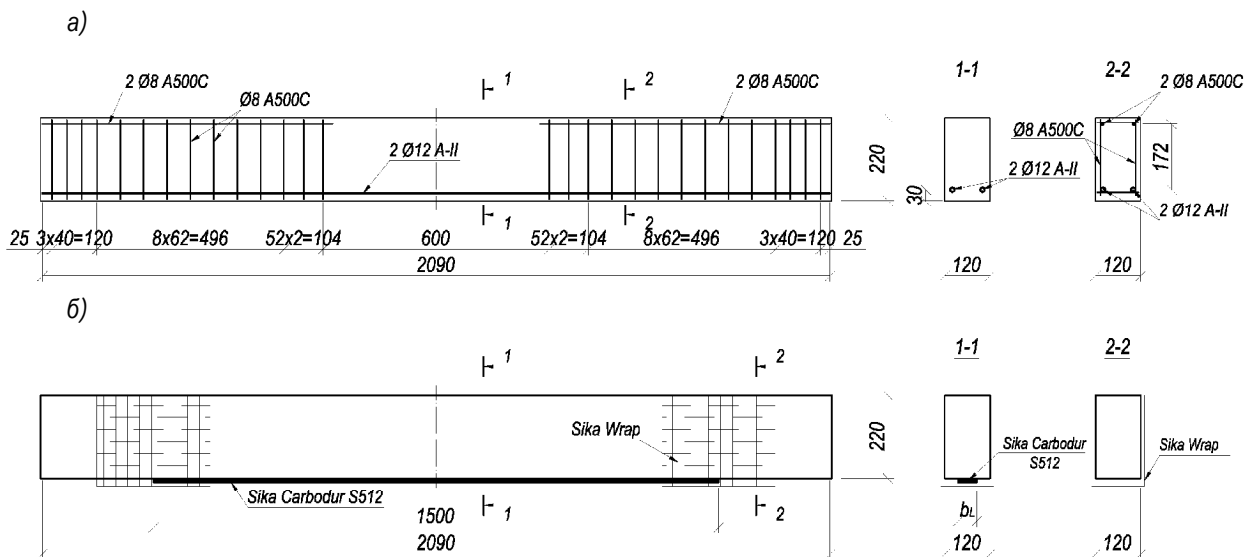
№ з/п	Марка	Зовнішнє армування, мм (см <sup>2</sup> )
1	1Б-1	–
2	1БП-2-1	50×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,6 см <sup>2</sup> )
3	1БП-3-1	50×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,6 см <sup>2</sup> )
4	1БП-4-1	50×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,6 см <sup>2</sup> )
5	1БП-5-2	25×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,3 см <sup>2</sup> )
6	1БП-6-2	25×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,3 см <sup>2</sup> )
7	1БП-7-3	16,7×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,2 см <sup>2</sup> )
8	1БП-8-4	12,5×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,15 см <sup>2</sup> )
9	2Б-1	–
10	2БП-2-2	25×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,3 см <sup>2</sup> )
11	2БП-3-3	16,7×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,2 см <sup>2</sup> )
12	2БП-4-4	12,5×1,2 мм (A <sub>L</sub> =0,15 см <sup>2</sup> )

Усі матеріали були попередньо випробувані для отримання фактичних фізико-механічних показників, які були використані під час проведення розрахунків.

В усіх балках поздовжньою робочою внутрішньою арматурою була стрижнева арматура класу А-ІІ з границею текучості 370 МПа, а конструктивна і поперечна – класу А500С (Ø8 мм).

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.



Конструкція експериментальних балок:

а – до підсилення; б – після підсилення (внутрішня арматура умовно не показана)

Для підсилення використано композитну стрічку CFRP S512 фірми Sika. Ширина стрічки становить 50 мм. Для дослідження оптимального відсотка армування використовувались частини стрічки (розділені по довжині) для отримання потрібної площі поперечного перерізу. Границя міцності на розтяг становить  $R_L = 3246$  МПа, модуль пружності  $E_L = 1,82 \cdot 10^5$  МПа.

З кожної серії один зразок (1Б-1 та 2Б-1) був випробуваний без підсилення (як контрольний). В інших зразках змінним параметром був відсоток армування зовнішньою композитною арматурою – частинами стрічки S512 різної ширини.

**Результати досліджень.** Під час випробувань міцність залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою, залежить від кількості підсилювальної композитної стрічки. Найбільшу несучу здатність мали балки, підсилені стрічкою завширшки 50 мм ( $A_L = 0,6$  см<sup>2</sup>).

Під час розрахунку експериментальних зразків за формулами (1), (2) та [9] отримані значення згинального моменту  $M_u$ , за якого досягаються граничні деформації стрічки  $e_{Ly} = 0,005$  (табл. 2).

Таблиця 2

Експериментальні та теоретичні значення  $M_u$

№ з/п	Марка	Експериментальний згинальний момент $M_u^{exp}$ , кНм (за $e_{Ly} = 0,005$ )	Теоретичний згинальний момент $M_u^{th}$ , кНм (за $e_{Ly} = 0,005$ )	$\delta$ , %
1	1Б-1	14,7*	14,86*	1,1
2	1БП-2-1	24,0	23,45	-2,3
3	1БП-3-1	24,0	23,45	-2,3
4	1БП-4-1	24,0	23,45	-2,3
5	1БП-5-2	18,4	19,26	4,7
6	1БП-6-2	18,4	19,26	4,7
7	1БП-7-3	17,3	17,82	3,0
8	1БП-8-4	17,1	17,09	-0,1
9	2Б-1	16,2*	15,03*	-7,2
10	2БП-2-2	18,3	19,57	6,9
11	2БП-3-3	17,8	18,08	1,6
12	2БП-4-4	17,5	17,32	-1,0

\* Для непідсилених балок 1Б-1 та 2Б-1 за  $M_u^{exp}$  приймали момент текучості внутрішньої сталеві арматури; теоретичний згинальний момент  $M_u^{th}$  визначається за [9].

Аналіз отриманих результатів показує, що під час застосування запропонованої методики розрахунку відносна похибка обчислень знаходиться у межах  $-2,3...+4,7\%$ , що є цілком достатньо для інженерних розрахунків залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою. Проведені експериментальні випробування показали, що за відносних деформацій  $e_{Ly} = 0,005$  ще не відбувається повне руйнування балок (гарантується запас несучої здатності).

**Висновки:** 1. Запропонована методика розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою.

2. Під час розрахунку згідно з запропонованою методикою внаслідок обмеження відносних деформацій зовнішньої композитної арматури на рівні 0,005 забезпечується надійна робота конструкції та запас несучої здатності.

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 // 36. "Автомобільні дороги та дорожнє будівництво". – К., 2001. – Вип. 62. – С. 267–271. 2. Хаятун Ю.Г., Чернявський 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 „Awarie 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". – Tom 2. – Jadwisin. – 1998. – S. 479–484. 7. Kybicki J. Badania doświadczalne zarysowanych belek żelbetowych z naklejonymi taśmami kompozytowymi z włókien węglowych // Prace instytutu techniki – kwartalnik №4 (124) 2002. – S. 43–59. 8. Мурин А.Я., Добрянський Р.З. Дослідження роботи залізобетонних балок, підсилених наклеюванням композитної арматури // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. – Макіївка, 2005. – Вип. 2005-4(52). – 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.

УДК 624.012:620.193

**Б.М. Ониськів, Я.В. Сорока, В.М. Канюк, П.Ф. Холод**  
Національний університет "Львівська політехніка",  
кафедра будівельних конструкцій та мостів

## ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ СИЛ БОКОВОГО ТЕРТЯ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ БУРОВСТАВНИХ І БУРОДОБИВНИХ ПАЛЬ

© **Ониськів Б.М.**, Сорока Я.В., Канюк В.М., Холод П.Ф., 2008

Описано методику експериментального дослідження величин і характеру розподілу тертя по боковій поверхні палі та наведено результати їх випробувань в натурі.

Described, method of experimental research of sizes and character of division of friction on the lateral surface of piles and the results of their tests are resulted in nature.

**Постановка проблеми.** Під час зведення опор мостів у гідрогеологічних умовах Карпат широко застосовувались буронабивні та буровставні палі, технологія влаштування яких та