

МІЦНІСТЬ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ КОМБІНОВАНО АРМОВАНИХ БАЛОК НА ФІБРИ ВАТ «СІЛУР»

*В. Білозір, к.т.н., А. Височенко, інженер
Львівський національний аграрний університет*

Ключові слова: балка, сталева фібра, нормальний переріз, міцність.

Подані результати експериментально-теоретичних досліджень впливу кількості фібри на міцність нормальних перерізів балок та рекомендації щодо їх розрахунку.

Постановка проблеми. Включення фібр у бетонну суміш у процесі її виготовлення змінює природу крихких бетонних матеріалів. Вони стають більш деформативними, краще чинять опір розтягання, стиранню, удару та іншим впливам. У зв'язку з цим сталеві фібробетон має низку переваг над звичайним залізобетоном – підвищену тріщиностійкість, в'язкість і пружність, більшу витривалість на вібраційні та ударні навантаження, краще опирається стиранню та дії високих температур. Ці переваги сталеві фібробетону дозволяють використовувати його в багатьох конструкціях, будівлях і спорудах. Поява нових видів фібрової арматури, якою є фібра ВАТ «Сілур», вимагає додаткових досліджень міцності, жорсткості та тріщиностійкості згинальних комбіновано армованих елементів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Питаннями експериментально- теоретичних досліджень міцності нормальних перерізів комбіновано армованих сталеві фібробетонних елементів займалися багато дослідників як в Україні, так і за рубежом. Сюди належать дослідження Г.К.Хайдукова, О.П.Кричевського, І.В.Волкова, О.П.Сунака, Г.В.Гетун, Ф.Н.Рабіновича та ін. Ці дослідження були підґрунтям для підготовки рекомендацій щодо проектування сталеві фібробетонних конструкцій [1; 2]. В Україні дослідженнями фібрової арматури ВАТ «Сілур» і сталеві фібробетонних елементів з нею займалися науковці з ДонНАБА [3; 4]. Однак даних експериментально-теоретичних досліджень комбіновано армованих елементів із зазначеною фіброю поки що немає. Тому їх проведення необхідне для подальшого використання результатів у розробці сталеві фібробетонних конструкцій.

Постановка завдання. З огляду на викладене, актуальним завданням є проведення експериментальних досліджень роботи під навантаженням зазначених елементів і розробка методики їх розрахунку.

Виклад основного матеріалу. Програмою досліджень передбачено виготовлення та випробування зразків, армованих арматурою Вр-1 (1Ø5) та фіброю ВАТ «Сілур» (табл. 1), за схемою однопрогінної балки, завантаженої зосередженими силами у третинах робочого прогону, який дорівнював 900 мм. Відстань від крайніх розтягнутих волокон до центра ваги стрижня – 15 мм. Контрольованими параметрами під час випробувань (рис. 1) були прогини, деформації бетону за висотою перерізу, ширини розкриття нормальних тріщин.

Таблиця 1

Параметри експериментальних зрізків

Розміри зразка	Клас бетону	Відсоток фібрового армування μ_{fi} , %			
		0	0,7	1,25	1,8
1200x100x50	В 25	Б 1.1	F 2.1	F 3.1	F 4.1
		Б 1.2	F 2.2	F 3.2	F 4.2

Перед початком експериментів випробувано три куби 150x150x150 мм, виготовлені з дрібнозернистого бетону, який слугував матрицею сталеві фібробетону балок. Кубова міцність бетону цих кубів дорівнювала 22,1; 23,4; 21,4 МПа. Середнє значення кубової міцності бетону – 22,3 МПа. Далі визначили міцність бетону на розтяг за формулою Фере:

$$R_{bt} = 0,232\sqrt[3]{R^2}, \quad (1)$$

де R – кубова міцність бетону.

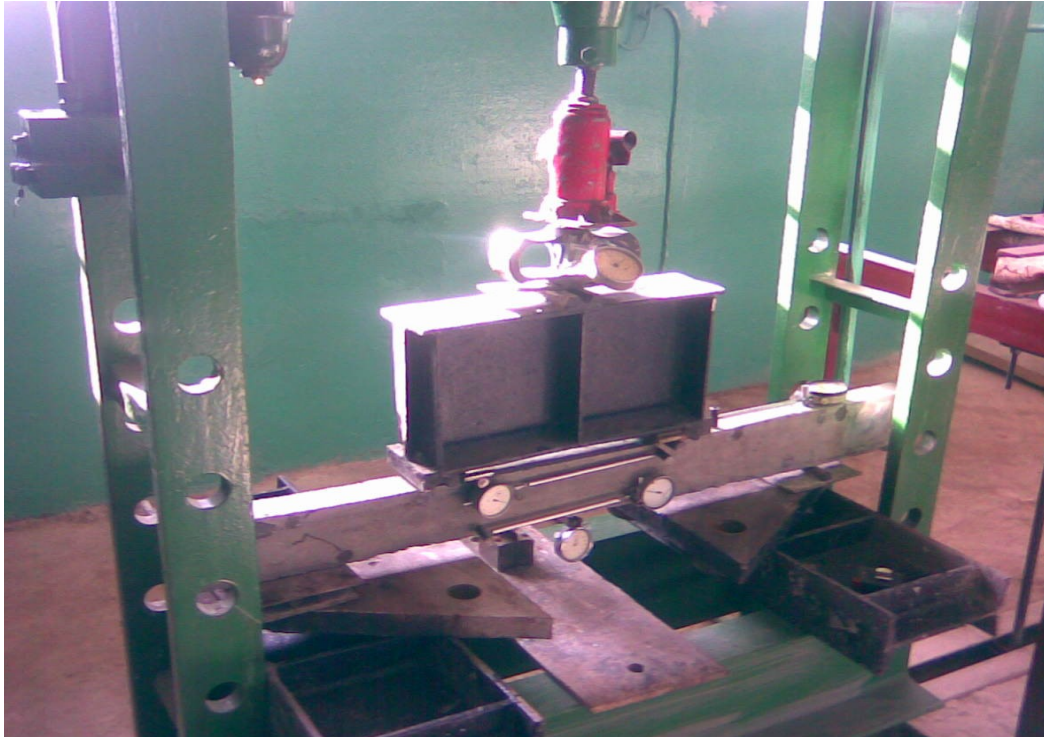


Рис.1. Дослідний взірець під час випробувань.

При цьому взяті до уваги рекомендації НИИЖБ щодо поправки коефіцієнта 0,232 залежно від виду бетону, способу твердіння, гранулометричного складу. З урахуванням цього середнє значення міцності бетону на розтяг дорівнює 2,14 МПа. Крім того, за формулою СНиП 2.03.01-84* та з урахуванням змін до нього, визначили середнє значення призмової міцності бетону R_b , яке дорівнювало 17,84 МПа.

Міцнісні характеристики сталевібробетону визначали за формулами [1]:

$$R_{fbt} = \kappa_{or}^2 \mu_{fv} R_f \left(1 - \frac{l_{f/an}}{l_f} \right) + R_b (0,08 - 3,5 \mu_{fv}) \quad (2)$$

де R_{fbt} – розрахунковий опір бетону на розтяг;

κ_{or}^2 – коефіцієнт орієнтації фібри;

μ_{fv} – коефіцієнт фібрового армування за об'ємом;

R_f – розрахунковий опір фібри;

$l_{f/an}$ – необхідна довжина заанкерування;

l_f – довжина фібри;

R_b – призмova міцність бетону.

$$R_{fb} = R_b + (Kn^2 \varphi_f \mu_{fv} R_f), \quad (3)$$

де R_{fb} – розрахунковий опір бетону на осьовий стиск;

Kn^2 – коефіцієнт, який враховує роботу фібр у напрямі, перпендикулярному до поздовжньої осі елемента;

$$\varphi_f = \frac{5 + L}{1 + 4,5L}, \quad (4)$$

тут

$$L = \frac{Kn^2 \mu_{fv} R_f}{R_b}. \quad (5)$$

Подані у табл. 2 дані, таким чином, отримані на основі як експериментів, так і з використанням емпіричних рівнянь. Вони були використані надалі для аналізу роботи балок під навантаженням на різних стадіях їх роботи.

На кожному етапі навантаження фіксували значення прогинів і ширину розкриття тріщин. У збірках Б 1.1 та Б 1.2 тріщини утворилися за навантажень на динамометрі, які дорівнювали 4,3 і 4,24 кН відповідно. При цьому відносні деформації на рівні робочої арматури дорівнювали 12×10^{-5} і 16×10^{-5} , а на рівні крайніх стиснутих волокон – 10×10^{-5} і 11×10^{-5} .

У збірках F 2.1 і F 2.2 ($\mu_{fv}=0,7\%$) перші видимі тріщини шириною до 0,025 мм утворилися за навантажень на динамометрі 4,28 і 4,38 кН відповідно. Відносні деформації на рівні крайніх розтягнутих волокон дорівнювали 25×10^{-5} і 30×10^{-5} .

Зі збільшенням відсотка фібрового армування за об'ємом зростали навантаження, за яких можна було виявити утворення тріщин у збірках із відсотком фібрового армування 1,25% і 1,8%.

Таблиця 2

Міцнісні характеристики матеріалів дослідних збірок

Марка збірки	$\mu_{fv}, \%$	$R, \text{МПа}$	$R_b (R_{fb}), \text{МПа}$	$R_{bt} (R_{fbt}), \text{МПа}$
Б 1.1 Б 1.2	0	22,3	17,84	2,14
F 2.1 F 2.2	0,7	22,3	18,60	2,53
F 3.1 F3.2	1,25	22,3	19,36	3,12
F4.1 F4.2	1,8	22,3	20,42	3,81

Дані про навантаження на динамометрі та обчислені значення моментів утворення нормальних тріщин показано в табл. 3.

Момент утворення тріщин обчислювали за відомою формулою:

$$M_{cre}^{meop} = R_{bt,ser} W_{pl}. \quad (6)$$

Таблиця 3

Моменти утворення тріщин дослідних збірок

Марка збірки	$\mu_{fv}, \%$	$P_{cre}, \text{кН}$	$M_{cre}, \text{кНм}$	$M_{cre}, \text{т}, \text{кНм}$
Б 1.1	0	2,15	0,322	0,320
Б 1.2		2,12	0,318	
F 2.1	0,7	2,14	0,321	0,325
F 2.2		2,19	0,328	
F 3.1	1,25	2,19	0,329	0,328
F3.2		2,18	0,327	
F4.1	1,8	2,25	0,338	0,340
F4.2		2,27	0,341	

Значення $R_{bt,ser}$ приймали з табл. 1, а W_{pl} розраховували за формулою (12) [1]. Дані розрахунку зведені в табл. 4.

Таблиця 4

Порівняння теоретичних та експериментальних значень моментів утворення тріщин

Марка взірця	μ_{fv} , %	P_{crc} , кН	W_{pl} , см ³	$R_{bt,ser}$, МПа	$M_{crc}^{теор}$, к Н*м	$\frac{M_{crc}^{теор}}{M_{crc}}$
Б 1.1	0	0,322	145,83	2,14	0,312	0,97
Б 1.2		0,318				0,98
Ф 2.1	0,7	0,321	149,21	2,14	0,39	0,99
Ф 2.2		0,328				0,97
Ф 3.1	1,25	0,329	152,32	2,14	0,326	0,99
Ф 3.2		0,327				0,99
Ф 4.1	1,8	0,338	154,61	2,14	0,331	0,98
Ф 4.2		0,341				0,97

Як бачимо з табл. 4, теоретичні значення моментів утворення тріщин на 1...3% менші, ніж експериментально визначені, що свідчить про те, що формула (6) досить точно дозволяє оцінити їх значення.

Для всіх дослідних взірців, як залізобетонних, так і комбіновано армованих сталевібробетонних, характерним було практично лінійне зростання прогинів до утворення тріщин. Далі прогини зростали інтенсивніше, особливо у взірцях, які не містили фібрової арматури. На стадії, близькій до руйнування, спостерігали дуже інтенсивне наростання прогинів, яке завершувалося руйнуванням стиснутої зони бетону.

Після утворення нормальних тріщин зростала ширина їх розкриття і поступово зменшувалась висота стиснутої зони бетону. На рис. 2 показана зміна відносної висоти стиснутої зони бетону ξ залежно від значень згинальних моментів.

Зі збільшенням μ_{fv} у взірцях інтенсивність зменшення відносної висоти стиснутої зони бетону зменшилась аж до руйнування.

На третій стадії напружено-деформативного стану на рівні крайніх стиснутих волокон відносні деформації залізобетонних балок у середньому дорівнюють $2,3 \cdot 10^{-3}$, а у фібробетонних балках спостерігається тенденція до їх збільшення ($3,6 \cdot 10^{-3} \dots 4,2 \cdot 10^{-3}$).

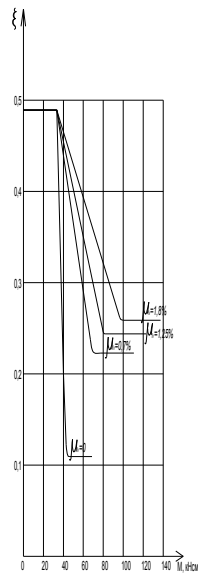


Рис. 2. Зміна відносної висоти стиснутої зони бетону залежно від згинального моменту.

Несучу здатність дослідних взірців оцінювали за методикою [1; 2] (рис. 3).

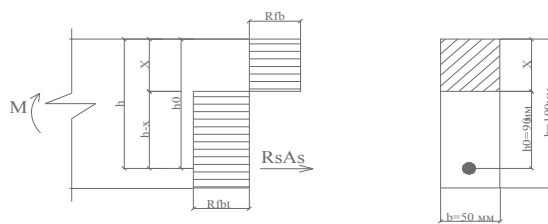


Рис. 3. До розрахунку міцності нормальних перерізів комбіновано армованих сталевібробетонних взірців.

Таблиця 5

Теоретичне оцінювання несучої здатності залізобетонних і сталевібробетонних комбіновано армованих дослідних взірців

Марка взірця	μ_{fv} , %	M_u , кН	$\xi^{теор}$	$x^{теор}$, см	$M_u^{теор}$	$\frac{M_u^{теор}}{M_u}$
-----------------	-------------------	---------------	--------------	-----------------	--------------	--------------------------

Б 1.1	0	69,1	0,1	0,87	66,32	0,96
Б 1.2		68,6				0,97
F 2.1	0,7	115,21	0,21	1,93	113,25	0,98
F 2.2		113,91				0,99
F 3.1	1,25	138,58	0,23	2,08	131,52	0,95
F3.2		136,42				0,96
F4.1	1,8	137,21	0,25	2,21	135,32	0,99
F4.2		135,02				1,002

Міцність нормальних перерізів взірців Б 1.1 і Б 1.2 оцінювали за методикою СНиП 2.03.01-84*. Результати розрахунків міцності зведені в табл. 5, де подаються також експериментальні значення руйнівних моментів M_u . З табл. 5 видно, що теоретичні значення руйнівних моментів практично для всіх взірців менші, ніж експериментально отримані, що свідчить про можливість використання методики [1; 2] для розрахунку міцності нормальних перерізів комбіновано армованих згинальних елементів.

При цьому слід зауважити, що для визначення R_{fbt} і R_{fb} приймали значення коефіцієнтів $k_{or} = 0,75$; $k_{II} = 0,429$; $\eta = 0,6$.

Висновки. Таким чином, проведені експериментально-теоретичні дослідження залізобетонних і комбіновано армованих сталевібробетонних згинальних елементів дозволяють дійти деяких висновків про особливості їх роботи:

- збільшення відсотка фібрового армування призвело до підвищення моменту утворення тріщин на 2...6% порівняно із залізобетонними взірцями;
- несуча здатність сталевібробетонних взірців на 65...97% була вищою від несучої здатності залізобетонних взірців за збільшення μ_{fv} від 0,7% до 1,8%.
- несучу здатність комбіновано армованих сталевібробетонних згинальних елементів доцільно розраховувати за формулами [1; 2] з урахуванням коефіцієнта анкерування $\eta = 0,6$, що дозволяє достатньо точно її визначити.

Бібліографічний список

1. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. – М. : НИИЖБ, 1987. – 148 с.
2. СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции. – М. : НИИЖБ, 2007. – 70с.
3. Кулаков С. В. Посилена конструкція бетоном або сталевібробетоном / С. В. Кулаков, Ю. А. Цибульник // Будівництво України. – 2004. – Вип. 1. – С. 19-21.
4. Цибульник Ю. А. Определение прочностных характеристик сталефибробетона на растяжение при изгибе путем испытания стандартных балок / Ю. А. Цибульник // Вестник ДонГАСА. – 2003. – Вып. 39. – С. 247 – 250.

Билозир В., Высоченко А. Прочность нормальных сечений комбинированно армированных балок на фибре ОАО «СИЛУР»

Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований влияния количества фибры на прочность нормальных сечений балок и рекомендации по их расчету.

Ключевые слова: балка, стальная фибра, нормальное сечение, прочность.

Bilozir V., Vysochenko A. Durability of normal cuts is combined the reinforced beams on fibre of VAT of «SILUR»

The results of theoretical and experimental researches of durability of beams which contain bars and fibre are given. It is rotined them using is possible for planning of constructions.

Key words: beam, steel fibre, normal cut, durability.

