

УДК 624.012.35:-044.923

**ПОРІВНЯННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ПРОГІНІВ  
КОНТРОЛЬНИХ ТА ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З  
РОЗРАХУНКОВИМИ ЗНАЧЕННЯМИ ЗА РІЗНИМИ МЕТОДИКАМИ**

**СРАВНЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ПРОГИБОВ  
КОНТРОЛЬНЫХ И УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С  
РАСЧЕТНЫМИ ЗНАЧЕНИЯМИ ПО РАЗНЫМ МЕТОДИКАМ**

**SIMILITUDE OF EXPERIMENTAL FLEXURE CONTROL AND  
STRENGTHENED CONCRETE BEAMS WITH THE CALCULATED  
VALUES BY DIFFERENT METHODS**

**Бабич В. Є., к.т.н., доц., Довбенко В. С., к.т.н., доц., Ребеш Г. І.,  
студентка, Ткач Н. В. студентка (Національний університет водного  
господарства та природокористування, м. Рівне)**

**Бабич В. Е., к.т.н., доц., Довбенко В. С., к.т.н., доц., Ребеш Г. И.,  
студентка, Ткач Н. В., студентка (Национальный университет водного  
хозяйства и природопользования, г. Ровно)**

**Babich V. Ye., candidate of technical sciences, associate professor, Dovbenko  
V. S. candidate of technical sciences, associate professor, Rebesch G. I.,  
student, Tkach N. V., student (National University of Water and Environmental  
Engineering, Rivne)**

**Наведено порівняння експериментальних прогинів контрольних та  
підсилених залізобетонних балок з теоретичним розрахунком,  
отриманим за методиками ДСТУ Б В.2.6-156: 2010, Єврокод-2 та  
СНиП 2.03.01-84\*.**

**Приведено сравнение экспериментальных прогибов контрольных и  
усиленных железобетонных балок с теоретическим расчетом,  
полученным согласно методик ДСТУ Б В.2.6-156: 2010, Еврокод-2 и  
СНиП 2.03.01-84\*.**

**They are similitude of the experimental flexure control and strengthened  
concrete beams with theoretical calculations obtained by the provisions of  
DSTU D V.2.6-156: 2010, Eurocode 2 and SNiP 2.03.01-84\*.**

**Ключові слова:**

залізобетонні балки, прогини, розрахунки, порівняння.

железобетонные балки, прогибы, расчеты, сравнения.  
concrete beams, flexures, calculations, similitude.

**Стан питання та мета досліджень.** Норми проектування залізобетонних конструкцій [1, 2], що гармонізовані з європейським стандартом Єврокод-2 (Eurocode 2) [3] є чинними з 2011 року, але їх застосування викликають певні труднощі при розрахунку конструкцій. Суттєво змінилася методика їх розрахунку у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84 [4]. Незважаючи на те, що у всіх вище зазначених нормативних документах в основу покладено розрахунки за граничними станами, проте їх методики мають вагомий розбіжності. Використання в розрахунках різних методик повинно бути співставлено з результатами експериментальних досліджень. Однак, це і є одним з основних питань при проектуванні залізобетонних конструкцій, а саме розбіжність між результатами розрахунку, отриманими за ДБН, ДСТУ [1, 2], Єврокод-2 [3], СНиП [4].

Практичні розрахунки визначення граничних станів за несучою здатністю (перша група) залізобетонних згинальних елементів за чинними нормами [1, 2] частково висвітлено в роботах [5, 6, 7, 8], а от результати розрахунків за граничними станами за придатністю до експлуатації (друга група) практично відсутні, за винятком декількох робіт [9, 10, 11].

Метою даної роботи є продовження аналізу результатів розрахунку за різними методиками з експериментальними даними випробувань контрольних та підсилених залізобетонних балок з теоретичними величинами прогину, визначеними за нормами [1, 2, 3, 4].

**Характеристика дослідних зразків і результати випробування.** Дослідження роботи залізобетонних балок проведено на зразках-близнюках розміром поперечного перерізу  $120 \times 140$  мм, загальна довжина – 1400 мм. Для виготовлення зразків використано важкий бетон класу С16/20, робоча арматура класу А500С  $2\text{Ø}10$  мм (рис. 1).

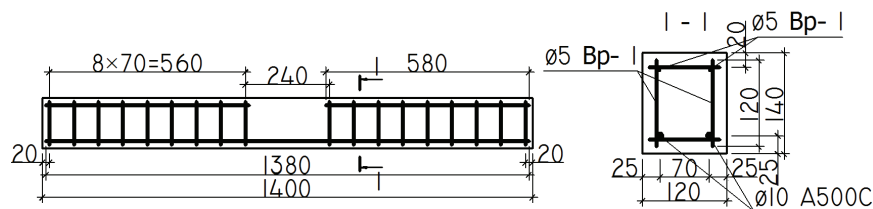


Рис. 1. Схема армування дослідних балок

Експеримент проведено в два етапи, на першому етапі випробовувалися три контрольні балки-близнюки, на другому – три підсилені балки-близнюки які піддавалися одноразовому короточасному навантаженню до руйнування. Під контрольними балками розуміли звичайні залізобетонні балки, а до

підсилених відносили залізобетонні балки, що підсилювалися (просочувалися) полімерною композицією до початку випробувань.

В якості підсилення використано полімерну композицію, яка відноситься до групи матеріалів проникаючої дії на основі поліізоціанату. Підсилення балок полягало у просоченні їх полімерною композицією шляхом нанесення за допомогою пензля.

Полімерна композиція – це однокомпонентна рідина, яка за зовнішнім виглядом нагадує гас. Основним компонентом полімерної системи є спеціальний мономер-поліізоціанат, який після полімеризації перетворюється в полімер. Рідкий мономер перетворюється в твердий полімер, щільно заповнюючи, ніби заклеюючи всі пори та дефекти бетону. Технологія підсилення та характеристика зразків детально описана в роботі [12].

Перед початком випробувань балок дослідним шляхом визначено механічні характеристики матеріалів. Кубикова міцність контрольного бетону становила  $f_{ck,cube} = 19,9$  МПа, призмове –  $f_{ck,prism} = 17,8$  МПа, початковий модуль пружності бетону –  $E_{ck} = 19,8$  ГПа. Для арматури класу А400С Ø 10 мм встановлено такі характеристики: міцність на межі текучості  $f_{yk} = 509,6$  МПа; міцність при розтягу (межа міцності)  $f_{tk} = 638,5$  МПа; модуль пружності  $E_s = 201600$  МПа; максимальні деформації, які відповідають  $\sigma_y$ :  $\epsilon_s = 254,9 \times 10^{-5}$ .

Для бетону, підсиленого полімерною композицією, кубикова міцність складала  $f_{ck,cube}^p = 23,2$  МПа, призмове міцність –  $f_{ck,prism}^p = 21,5$  МПа, початковий модуль пружності бетону –  $E_{ck}^p = 25,8$  ГПа.

Навантаження на балки прикладалося ступенями по 0,05...0,1 від руйнівного. Під час випробувань на кожному ступені навантаження тривала витримка 10...15 хвилин, в процесі якої виконувався візуальний огляд зразків, знімалися відліки по приладам (прогини, деформації) і фіксувався характер тріщиноутворення. Балки руйнувалися по характерним тріщинам, які виникли на третьому та четвертому ступенях навантаження в середині прольоту. Середнє руйнівне навантаження за результатами випробування трьох контрольних зразків-близнюків становило  $2F_{ULS} = 41,4$  кН (згинальний момент  $M_{ULS} = 8,3$  кН·м). Підсилені балки зруйнувалися по нормальним перерізам, але для них середнє руйнуюче зусилля становило  $2F_{ULS} = 51,3$  кН (момент при руйнуванні  $M_{ULS} = 10,3$  кН·м). Результати експериментальних досліджень балок наведено в табл. 1.

Експериментальне значення прогину балок визначалося в середині прольоту – прогиномірами як для контрольних, так і для підсилених зразків. Теоретичне визначення прогинів відноситься до розрахунку за деформаціями (друга група граничних станів), здійснюється за загальними правилами будівельної механіки.

Таблиця 1

Результати випробувань дослідних балок													
Контрольні балки						Підсилені балки							
<i>n</i>	$N_{ULS}$ , кН	$M_{ULS}$ , кН·м	$\varepsilon_c$ , $\times 10^{-3}$	$\varepsilon_s$ , $\times 10^{-3}$	$f_{exp}$ , мм	$1/r$ , $\times 10^{-6}$ , мм	<i>n</i>	$N_{ULS}^p$ , кН	$M_{ULS}^p$ , кН·м	$\varepsilon_c^p$ , $\times 10^{-3}$	$\varepsilon_s^p$ , $\times 10^{-3}$	$f_{exp}^p$ , мм	$1/r^p$ , $\times 10^{-6}$ , мм
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00
1	2,1	0,4	3,4	10,1	0,22	1,08	1	2,1	0,4	4,7	6,5	0,17	0,90
2	4,3	0,9	7,6	15,3	0,40	1,83	2	4,3	0,9	9,0	13,0	0,35	1,76
3	6,4	1,3	18,1	33,3	0,77	4,12	3	6,4	1,3	16,3	25,2	0,70	3,32
4	10,7	2,1	34,0	62,3	1,63	7,71	4	10,7	2,1	30,1	44,6	1,34	5,98
5	14,9	3,0	56,8	98,1	2,39	12,39	5	14,9	3,0	42,7	61,2	1,90	8,32
6	19,2	3,8	75,8	126,0	3,15	16,15	6	19,2	3,8	56,7	82,3	3,62	11,11
7	23,4	4,7	94,4	154,5	4,18	19,91	7	23,4	4,7	70,5	101,0	3,27	13,72
8	27,7	5,5	115,0	184,2	5,18	23,94	8	27,7	5,5	85,5	120,9	4,09	16,51
9	32,0	6,4	137,6	212,5	6,04	28,00	9	32,0	6,4	103,3	142,3	5,03	19,65
10	36,2	7,2	161,0	246,6	7,34	32,61	10	36,2	7,2	119,8	164,3	5,66	22,72
11	40,5	8,1	195,4	284,9	9,16	38,42	11	40,5	8,1	150,9	220,1	7,83	29,68
Руйн.	41,4	8,3	199,7	291,5	9,37	39,30	Руйн.	51,3	10,3	191,1	278,8	9,89	37,59

Примітка.

В табл. наведено значення за результатами трьох зразків-близкоків як для контрольних так і для підсиленних балок

**Розрахунок балок за деформаціями (прогин) відповідно до положень ДСТУ Б В.2.6-156: 2010.** Кривизна залізобетонних балок залежить від деформацій матеріалів, її значення визначається за формулою [2]:

$$K = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm})}{d}, \quad (1)$$

де  $\varepsilon_{cm}$  – деформації бетону крайньої стиснутої фібри; $\varepsilon_{sm}$  – осереднені деформації розтягнутої арматури. $d$  – робоча висота перерізу балки.

Відповідно до положень норм [2] кривизна визначається за формулою (1), але алгоритм визначення величин деформацій матеріалів при відомому згинальному моменті не наведено. Розв'язок такої задачі можна здійснити методом простої ітерації або методом послідовних наближень. Використовуючи деформаційну модель у вигляді полінома п'ятого степені [1], умову рівноваги можна записати у вигляді (рис. 2):

$$f_{ctm} b x \sum_{k=1}^5 \frac{G_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ctm}} \right)^k = \\ = f_{ctm} b (h-x) \sum_{k=1}^5 \frac{G_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_{ctm}} \right)^k + E_s A_s \frac{1+h-x}{h-x} (h-x-c), \quad (2)$$

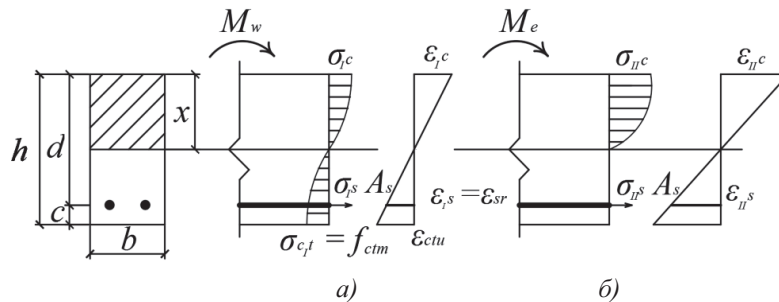


Рис. 2. Напружено-деформований стан залізобетонного елемента в граничному стані "без тріщин" (а), "з тріщинами" (б)

Враховуючи напружено-деформований стан залізобетонного елементу прямокутного перерізу та використовуючи гіпотезу плоских перерізів, співвідношення між деформаціями, можна записати так:

$$\varepsilon_{st,p} = \varepsilon_{st} = \frac{\sigma_{st,p}}{E_{st}} (h - x - c), \quad (3)$$

$$\varepsilon_{c,p} = \frac{\sigma_{c,p}}{E_c} x, \quad (4)$$

Для визначення  $\varepsilon_{c,p}$  та  $\varepsilon_{st,p}$  необхідно знайти висоту стиснутої зони бетону  $x$ , яка визначається, виходячи з умови рівноваги внутрішніх зусиль в перерізі.

За допомогою залежностей (3) та (4), попередньо задаючись величиною  $x$ , методом послідовних наближень, досягаємо виконання умови рівноваги внутрішніх зусиль в перерізі (2) з точністю до 2%. В першому наближенні приймається  $x = 0,5d$  і в подальшому змінюється до виконання умови рівноваги в межах  $\pm 2\%$ .

Прогин визначено за відомою формулою будівельної механіки

$$f = k_m \chi l_d^2, \quad (5)$$

де  $k_m$  – коефіцієнт, який залежить від розрахункової схеми балки (для випадку умов експерименту  $k_m = 0,10648$ );

$\chi$  – кривизна елемента;

$l_d$  – розрахунковий проліт балки (в експерименті  $l_d = 1200$  мм).

Визначення прогинів відноситься до розрахунку граничних станів за придатністю до експлуатації, отже порівняння прогинів доцільно виконувати в стадії експлуатації. Умовно прийнято вважати експлуатаційне навантаження  $M_{SLS} = 0,6 \cdot M_{ULS}$ . У нашому випадку, момент становить  $M_{SLS} = 5,0$  кН·м.

Для обчислення значень прогинів використовуємо ЕОМ, розрахунковий прогин для контрольних балок при експлуатаційному моменті  $M_{SLS} = 5,0$  кН·м становить  $f_{ДСТУ} = 2,69$  мм, а розрахунковий прогин для підсилених балок при  $M_{SLS}^p = 5,0$  кН·м становить  $f_{ДСТУ}^p = 2,66$  мм. Розбіжність між експериментальним значенням прогину ( $f_{exp} = 4,56$  мм), для контрольних балок, при  $M_{SLS} = 5,0$  кН·м і розрахунковим ( $f_{ДСТУ} = 2,69$  мм) складає 41,0%. Розбіжність між експериментальним значенням прогину ( $f_{exp}^p = 3,58$  мм), для підсилених балок, при  $M_{SLS} = 5,0$  кН·м і розрахунковим ( $f_{ДСТУ} = 2,69$  мм) складає 41,7%. Таку суттєву розбіжність між експериментом та розрахунком можна пояснити тим, що в формулі при визначення прогину присутній емпіричний коефіцієнт, який може давати певну похибку.

**Розрахунок балок за деформаціями (прогин) відповідно до положень Єврокод-2.** Методика розрахунку прогину наведена в розділі 7 (п. 7.4.3) норм [4], що полягає у визначенні кривизни елементів за формулою:

$$K = \xi K_{II} + (1 - \xi) K_I, \quad (6)$$

де  $K$  - загальна кривизна балки;

$\xi$  - коефіцієнт розподілення, визначається за формулою

$$\xi = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{st}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (7)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт, що враховує вплив на середню відносну деформацію тривалості навантаження або повторності навантаження:

1,0 (для одноразового короточасного навантаження);

0,5 (для постійних або багатьох циклів повторних навантажень);

$\sigma_{st}$  – напруження в розтягнутій арматурі, яке розраховується для перерізу "без тріщини" за умови навантаження в момент утворення першої тріщини;

$\sigma_s$  – напруження в розтягнутій арматурі, яке розраховується для перерізу "з тріщиною";

$K_1$  – кривизна балки "без тріщини";

$K_2$  – кривизна балки "з тріщиною".

Знову ж виникає ситуація, як і з нормами [2], чіткої послідовності операцій визначення кривизни "без тріщини" та "з тріщиною" не наведено. Використовуємо вже відомий метод простої ітерації (послідовних наближень), знаходимо значення  $K_1$ ,  $K_2$ .

За формулою (6) знаходимо загальну кривизну та за формулою (5) теоретичне значення прогину контрольних балок при  $M_{SLS} = 5,0$  кН·м становить  $f_{\text{експеримент}} = 2,99$  мм, підсилених – 2,96 мм, розбіжність з експериментом складає 34,4 і 35,2% відповідно.

**Розрахунок балок за деформаціями (прогин) відповідно до положень СНиП 2.03.01-84\***. Деформації (прогин) балок відповідно до положень норм, які втратили чинність [3], слід визначати за формулами будівельної механіки. Значення кривизни балок, що входить до цих формул від дії окремих навантажень визначається за формулою:

$$\frac{1}{r} = \chi = \frac{M \cdot \Psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} \quad (8)$$

де  $M$  – згинальний момент, при дії якого знаходиться кривизна ( $M_{ULS} = 8,3$  кН·м);

$\Psi_s$  – коефіцієнт, який враховує роботу розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами ( $\Psi_s$  приймається рівне 1,0);

$z$  – плече внутрішньої пари сил ( $z = 109,4$  мм);

$A_s$  – площа розтягнутої робочої арматури ( $A_s = 157,0$  мм<sup>2</sup>);

$E_s$  – площа розтягнутої робочої арматури ( $E_s = 201600$  МПа);

$h_0$  – площа розтягнутої робочої арматури ( $h_0 = 125,0$  мм);

$x$  – висота стиснутої зони бетону  $x = 46,9$  мм

Для обчислень використовуємо ЕОМ. Після визначення кривизни за формулою (8), розраховуємо теоретичне значення прогину, яке склало, для контрольних балок –  $f_{\text{СНиП}} = 2,84$  мм, підсилених –  $f_{\text{СНиП}}^p = 2,64$  мм. Розбіжність між теоретичним та експериментальним значенням, для контрольних балок, складає 37,8%, а підсилених – 26,2%.

Порівняння експериментальних прогинів з розрахунковими значеннями за різними методиками. Порівняльні результати експериментальних та розрахункових прогинів при експлуатаційному згинальному моменті ( $M_{SLS} = 5,0$  кН·м) наведено в табл. 2.

Таблиця 2

Порівняння розрахункового прогину, визначеного за різними методиками, з його експериментальним значенням

$M_{SLS}$ , кН·м	Контрольні балки						
	$f_{exp}$ , мм	$f_{ДСТУ}$ , мм	$\Delta$ , %	$f_{Єврокод}$ , мм	$\Delta$ , %	$f_{СНиП}$ , мм	$\Delta$ , %
5,0	4,56	2,69	41,0	2,99	34,4	2,84	37,8
$M_{SLS}$ , кН·м	Підсилені балки						
	$f_{exp}^P$ , мм	$f_{ДСТУ}^P$ , мм	$\Delta$ , %	$f_{Єврокод}^P$ , мм	$\Delta$ , %	$f_{СНиП}^P$ , мм	$\Delta$ , %
5,0	3,58	2,66	41,7	2,96	35,2	2,64	26,2

Як видно з наведеної табл. 2, розрахункові методики визначення прогину дають різні результати, які суттєво відрізняються від експериментальних значень. Слід відзначити, що прогин за різними методиками визначається за однією і тією ж формулою (5), у яку входить: коефіцієнт  $K_m$ , який залежить від розрахункової схеми балки (приймається однаковим  $K_m = 0,10648$ );  $l_d$  – розрахунковий проліт балки (однаковий  $l_d = 1200$  мм);  $\chi$  – кривизна елемента (різна). Таким чином, розбіжність результатів розрахунку прогину балок пояснюється різницею в методиках визначення кривизни елемента. Експериментальні значення прогину найкраще збігаються з результатом, отриманим за методикою Єврокоду-2 [4].

В роботах [10, 11] вивчалася аналогічне питання (відрізнялися лише дослідні зразки – клас бетону, армування), збіжність за методиками норм ДСТУ [2] і Єврокоду-2 [4] була практично однакою, лише фіксувалася значна розбіжність за методикою СНиП [3]. В нашому ж випадку, якщо порівняти розрахункові значення прогинів (див. табл. 2) за різними методиками між собою, то вона складає ( $f_{ДСТУ}$  і  $f_{Єврокод} - 10,0\%$ ), ( $f_{ДСТУ}$  і  $f_{СНиП} - 5,3\%$ ), ( $f_{Єврокод}$  і  $f_{СНиП} - 5,0\%$ ) – для контрольних балок, ( $f_{ДСТУ}^P$  і  $f_{Єврокод}^P - 10,1\%$ ), ( $f_{ДСТУ}^P$  і  $f_{СНиП}^P - 0,8\%$ ), ( $f_{Єврокод}^P$  і  $f_{СНиП}^P - 10,8\%$ ) – для підсиленних.

Отже, можна сказати, що розрахункові значення прогину є практично однаковими, тобто лежать в межах похибки. Подібне співставлення наведено в роботі [8] п. 1.7.2 (приклад 16 с. 93), де розбіжність результатів розрахунку прогину балки за нормами ДБН (ДСТУ) [1, 2] і СНиП [3] досягаю 14,8%, за нормами Єврокод-2 [4] порівняння відсутнє.

**Висновки:** 1. Аналізуючи величину експериментального прогину з розрахунковими значеннями за різними методиками, можна зазначити, що вони мають суттєву розбіжність від 34,4 ... 41,0%. Таку різницю можна

пояснити наявністю емпіричного коефіцієнту, а сам розрахунок наближеним. На думку авторів, методика розрахунку прогинів досить невизначений процес, який не гарантує точності.

2. Застосування полімерної композиції значно підвищило жорсткість підсилених балок, а розрахунки таких конструкцій мають ще більші труднощі.

3. Автори в наступних публікаціях планують продовжити порівняння експериментальних та розрахункових даних за різними методиками на інших дослідних зразках для з'ясування розбіжностей.

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. - [Чинний від 01-07-2011]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. - (Національний стандарт України).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. - [Чинний від 01-06-2011]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. - (Національний стандарт України).
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84\*. - [Втратив чинність від 01-07-2011]. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СЕВ-FIB Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings. ENV 1992-1-1. - [December 2004]. - Brussels: CEN, 1991. - p. 253. - (Європейський стандарт).
5. Мурашко Л. А. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до повздожньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98: 2009 : Навч. посібник / Л. А. Мурашко, В. М. Колякова, Д. В. Сморгалов. – К. : КНУБА, 2012. – 62 с.
6. Павліков А. М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98: 2009) : Навч. посібник / А. М. Павліков, О. В. Бойко // За ред. А. М. Павлікова. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 85 с.
7. Бліхарський З. Я. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів : Навч. посібник / З. Я. Бліхарський, І. І. Кархут, Р. Ф. Струк. – Львів : Видав. «Львівська політехніка», 2014. – 144 с.
8. Бабаєв В. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер // За заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
9. Бабич В. Є. Практичний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 / В. Є. Бабич // Комунальне господарство міст: Наук.-тех. зб. Серія : техн. науки та арх. – Харків : ХНАМГ, 2011.– Вип. 101. – С. 532-540.
10. Бабич В. Є. М. Аналіз розрахунку деформацій залізобетонних згинальних елементів за різними методиками / В. Є. Бабич, О. Є. Полянська, Л. М. Борейчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 121–128.
11. Бабич В. Є. Дослідження короточасних прогинів та ширини розкриття тріщин в згинальних залізобетонних елементів / В. Є. Бабич, Л. М. Борейчук // Сучасні технології та методи розрахунку у будівництві: Зб. наук. праць. – Луцьк : ЛНТУ, 2016. – Вип. 5. – С. 192–198.
12. Довбенко В. С. Напружено-деформований стан залізобетонних згинальних елементів, підсилених полімерною композицією : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / В. С. Довбенко. – Рівне, 2014. – 229 с.