

Д.Г. Гладішев, Г.М. Гладішев\*, Демчина Х.Б.\*\*, І.З. Бутринський \*\*\*  
 Національний університет „Львівська політехніка”,  
 кафедра архітектурних конструкцій,  
 \*кафедра будівельних конструкцій та мостів,  
 \*\*кафедра технології будівельного виробництва,  
 \*\*\*кафедра мостів та будівельної механіки

## ДОСЛІДЖЕННЯ МІНЛИВОСТІ КРОКІВ РОБОЧОЇ АРМАТУРИ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОНОЛІТНИХ ПЛИТАХ

О Гладішев Д.Г., Гладішев Г.М., Демчина Х.Б., Бутринський І.З., 2009

Наведено результати експериментальних досліджень несучої здатності та жорсткості залізобетонних балочних плит, зафіксований характер їх тріщиноутворень залежно від мінливості кроків робочої арматури, яка імітується варіантами нормованих та виробничих відхилень кроків арматури від проектних значень.

In clause the given results of experimental researches carrying ability and rigidity reinforced concrete of plates fixed character them occurrences of cracks depending on variability of steps of the working fixture, which is simulated by possible variants of the normalized and industrial deviations of steps of the fixture from design meanings.

**Вступ.** Відхилення кроків стрижнів робочої арматури в існуючих монолітних плитних залізобетонних конструкціях від вимог проектної документації потрібно розглядати як дефекти, що знижують несучу здатність та жорсткість цих конструктивних елементів.

Згідно з нормативними документами [3] для плитних конструкцій, незалежно від розміру проектного кроку  $S$  робочої арматури, відхилення  $\pm \Delta S$  від  $S$  між окремими стрижнями арматури становить  $\pm 20$  мм. Це не дає можливості при перевіркових розрахунках за другою групою граничних станів за діючими нормами [2] чітко визначити несучу здатність та теоретичні прогини обстежених інструментальними не руйнівними методами [1] плитних залізобетонних конструкцій, що пов'язано з відсутністю механізму врахування мінливості кроків укладання арматурних стрижнів.

Для прийняття та експериментального обґрунтування розрахункового кроку робочої арматури під час перевіркових розрахунків прогинів обстежених монолітних плитних конструкцій за чинними нормами [2] розроблено програму досліджень чотирьох монолітних плит, запроєктованих з різною мінливістю кроків арматури.

**Експериментальні дослідження.** Програма експериментальних досліджень включала випробування п'яти бетонних призм розміром  $150 \times 150 \times 600$  мм ( $R_{b,m}=17,8$  МПа;  $U=1,7\%$ ), та десяти кубів розміром  $150 \times 150 \times 150$  мм для випробування на стиск та розтяг ( $R_m=23,7$  МПа;  $U=3,8\%$ ;  $B22,5$ ;  $R_{bt,m}=1,71$  МПа;  $U=8,1\%$ ), п'яти стрижнів арматурної сталі АЕ12, А-III (межа текучості  $\sigma_{su,m}=453,3$  МПа;  $E_s=205 \cdot 10^3$  МПа) та чотирьох залізобетонних плит з проектними розмірами  $L \times B \times H=1,5 \times 1 \times 0,08$  м та корисною висотою перерізу  $h_o=0,062$  м (табл. 1).

Плити в серії відрізняються різними кроками стрижнів робочої арматури, які імітують мінливість за кроком армування коефіцієнтами варіацій  $U_s$  в діапазоні від 0 % (для плит: П-1/2; П-3/2) до 20,4 % (для плит: П-2/2 –  $S_{min}=71$  мм ÷  $S_{max}=142$  мм та П-4/2 –  $S_{min}=80$  мм ,  $S_{max}=120$  мм ).

Статистична обробка кроків робочої арматури, прийнятих у двох дослідних плитах П-2/2, П-4/2 за методикою [4] дала можливість визначити за середнього значення кроку арматури  $S_m=100$  мм значення кроків робочої арматури при 95 % їх забезпеченні –  $S_{95}=133,4$  мм для плити П-2/2 і  $S_{95}=132,8$  мм для плити П-4/2 та значення кроків робочої арматури при 99 % їх забезпеченні –  $S_{99}=161,2$  мм для плити П-2/2 і  $S_{99}=160$  мм для плити П-4/2.

Параметри плит за програмою експериментальних досліджень

Марка плити	$L$ , мм	$h$ , мм	$b$ , мм	$a_s$ , мм	$h_0$ , мм	$n$ , шт./1м	$\varnothing$ , мм (А-III)	$s$ , мм	$A_s$ , см <sup>2</sup> /м	$\mu_{max}, \mu_{min}$ , %	$\mu_m$ , %/1м
П-1/2	1400	80	1000	18	62	10	12	100	11,3	1,823	1,823
П-2/2						10		72÷142	11,3	2,531÷1,284	1,823
П-3/2						6		166,8	6,78	1,094	1,094
П-4/2						10		80÷120	11,3	2,278÷1,519	1,823

Для експериментальної перевірки рівнів несучої здатності та прогинів плит П-2/2 і П-4/2, які мають змінні кроки  $S_i$  робочої арматури від лівої до правої грані перерізу, прийняті плити П-1/2 та П-3/2, які мають постійні по ширині перерізу кроки  $S$  арматури.

Плита П-1/2 за кроку арматури  $S=100$  мм повинна фіксувати максимальний рівень несучої здатності та мінімальні значення прогинів експериментальних плит по серії.

Плита П-3/2 за фактичного кроку арматури  $S=166,8$  мм, який прийнятий наближеним до статистичних значень  $S_{99}$  для експериментальних плит П-2/2 та П-4/2 – повинна фіксувати мінімальний рівень несучої здатності та максимальні значення прогинів експериментальних плит по серії.

До крайніх стрижнів робочої арматури плит з кроком 100 мм приварені арматурні коротуни ( $\varnothing 6$  А-І) довжиною, що дорівнює товщині захисного шару бетону. Ці коротуни під час дослідження плит використовували як репери для замірів деформацій в арматурі.

Під час випробування плит зосереджене навантаження  $F$  прикладали поетапно по  $\Delta F=10$  кН, зверху в центрі розрахункового прольоту жорстким штампом з розмірами в плані  $0,8 \times 0,2$  м. Розрахункова схема плити – балка на двох шарнірних опорах.

Загальний вигляд стенда для дослідження залізобетонних плит з моделюванням кроків робочої арматури зображений на рис. 1.

Руйнування чотирьох плит відбулося внаслідок текучості розтягнутої арматури, що на останніх етапах навантаження супроводжувалось значними приростами деформацій арматури, стиснутого бетону, збільшенням прогинів у середній частині прольоту та характерними для передбаченого армування тріщиноутвореннями.

Після появи тріщин, приблизно за середнього значення згинального моменту  $M_{cr,m} \gg 3,5$  кНм за  $F_i=10$  кН у середині прольоту експериментальних плит, інтенсивність росту прогинів поступово збільшувалась, що обумовлює і поступове зменшення жорсткості згинаного елемента.

За результатами обробки замірів деформацій  $\epsilon_s$  у поздовжній арматурі нормальних перерізів досліджених плит побудовані графіки залежностей напружень в арматурі  $\sigma_s$  від етапів навантажень  $F_i$  (рис. 2). Пролідовано, що залежність  $\sigma_s$  від  $F_i$  не є лінійною.

Загальні результати випробування чотирьох плит наведено у табл. 2, де враховані і фактичні їх геометричні розміри.

Порівняння  $M_{u,i,exp}/M_{u,П-1}$  залежно від процента поздовжнього армування експериментальних плит  $m$ , які наведені в табл. 2, демонструють на рис. 3, а високу кореляційну залежність ( $R^2=0,9914$ ).

Порівняння  $M_{u,i,exp}/M_{u,П-1}$  з  $S$  показало чітку залежність між цими параметрами, що дало можливість для прямого порівняння  $M_{u,i,exp}/M_{u,П-1}$  залежно від рівнів кроків поздовжнього армування експериментальних плит  $S$ , які в межах серії коливаються в діапазоні –  $S_{min}=71$  мм,  $S_{max}=166,8$  мм. Ці порівняння наведені на графіку (рис. 3, б).



Рис. 1. Загальний вигляд випробування залізобетонних плит з моделюванням мінливості кроків горизонтальної робочої арматури

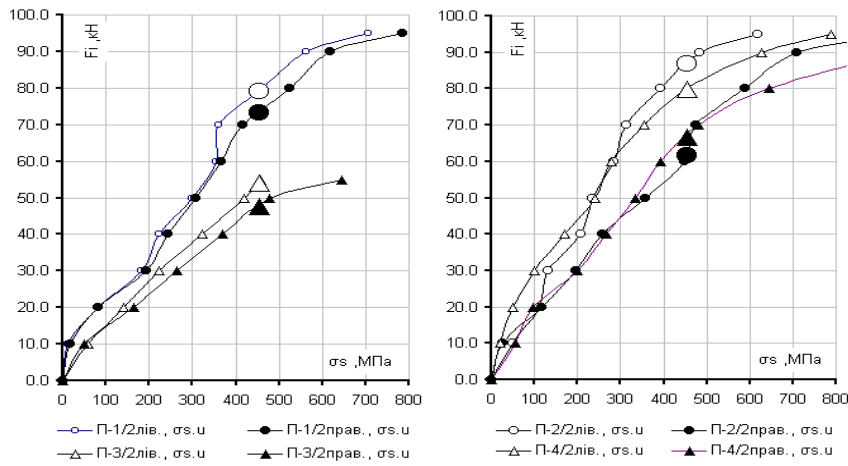


Рис. 2. Залежності напружень в арматурі  $\sigma_s$  у нормальних перерізах експериментальних плит від  $F_i$  для визначення  $F_u$  за  $\sigma_{su,m}=453,3\text{МПа}$  (табл. 2).

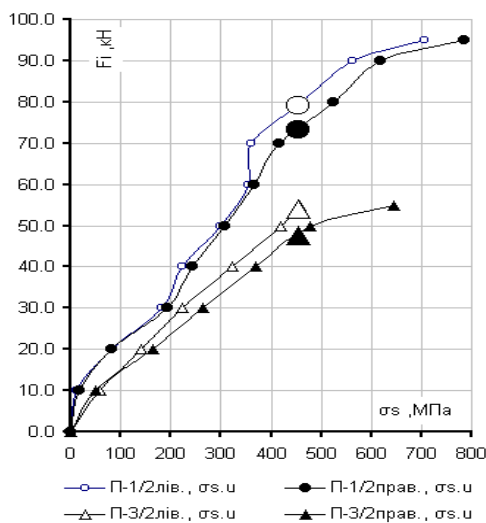
Таблиця 2

### Результати випробування

Марки плит	$h$ , мм	$h_o$ , мм	$\mu_i$ , %	$S_i$ , мм	$F_w$ , кН	$M_w$ , кН×м	$M_{u,П-1/2}$ , кН×м	$M_u$
П-0		-	0,05**	3580*	10	3,5	26,7	$M_{u,n-1}$ 0,131
П-3/2	82,2	62,7	1,08	166,8	53,40	16,07		0,700
П-2/2 прав.	92,6	74,6	1,067	142	61,61	21,56		0,808
П-4/2 прав.	89,5	73,5	1,281	120	66,78	23,37		0,875
П-1/2	81,1	63,1	1,791	100	76,29	26,7		1,000
П-4/2 лів.	78,7	62,7	2,253	80	79,77	27,92		1,046
П-2/2 лів.	81,9	65,9	2,382	72	86,70	30,35		1,137
** – $\mu_{min}=0,05\%$ п.5.16 [5]				* – $S_i \gg 1,791/0,05 \times 100 = 3580\text{ мм}$				

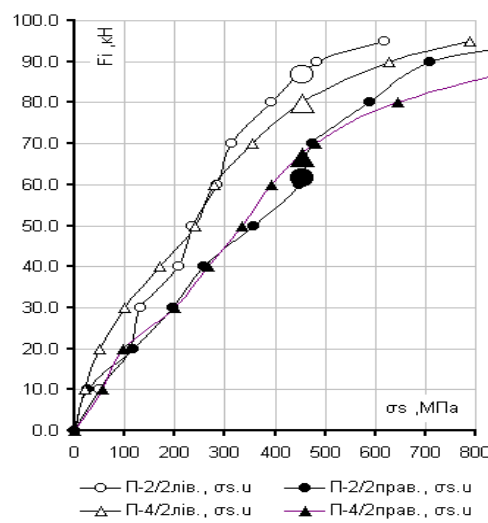
Порівняння параметрів  $M_{u,i.exp}/M_{u,П-1}$  з  $S$  демонструє ще вищу кореляційну залежність ( $R^2=0,9972$ ), ніж у попередньому порівнянні  $M_{u,i.exp}/M_{u,П-1}$  з  $m$ , за рахунок виключення впливу корисної висоти перерізів плит (табл. 2).

а)



П-1/2,  $\mu_m=1,791\%$   
П-3/2,  $\mu_m=1,08\%$

б)



П-2/2,  $\mu_m=2,382_{\text{лів}} \dots 1,067_{\text{прав}}\%$   
П-4/2,  $\mu_m=2,253_{\text{лів}} \dots 1,281_{\text{прав}}\%$

Рис. 3. Залежності напружень в арматурі  $\sigma_s$  у нормальних перерізах експериментальних плит від  $F_i$

За рівнянням апроксимації на рис. 3, б визначили значення  $M_{u,i.exp}/M_{u,П-1}=0,812$  відповідне до  $S_{95,m}=(133,4+132,8)/2=133,1$  мм, яке дає 95 % забезпеченість при  $S_m=100$  мм та коефіцієнті варіації  $U=20$  %, відповідно для плит, П-2/2 (133,4 мм), П-4/2 (132,8 мм).

Теоретична несуча здатність  $M_{u,theor}=21,67$  кНм отримана за  $S_{95,m}=133,1$  мм (рис. 3) досить чітко лягає між мінімальними експериментальними даними несучих здатностей для плит П-2/2 ( $F_u=21,56$  кНм –  $S_{max}=142$  мм) та П-4/2 ( $F_u=23,37$  кНм –  $S_{max}=120$  мм). Несуча здатність  $M_{u,theor}=21,67$  кНм на 34,85 % перевищує експериментальне значення  $M_u=16,07$  кНм, отримане для плити П-3/2 і в якій був забезпечений постійний крок арматури  $S=S_{99}=166,8$  мм.

Аналіз цих порівнянь підтверджує, що в чинних нормативних документах необґрунтовано відсутня методика перевіркових розрахунків фактичної розрахункової несучої здатності згинаних залізобетонних плитних елементів, як при забезпеченні допустимих відхилень у кроках встановлення робочої арматури  $\Delta S = \pm 20$  мм (плита П-4/2) [3], так і за більш значних відхилень кроків арматури від їх проектних значень  $\Delta S > \pm 20$  мм (плита П-4/2).

Гранична несуча здатність  $M_{u,П-2/2}=21,56$  кНм плити П-2/2<sub>прав.</sub> За  $\Delta S > \pm 20$  мм менша на  $(26,7-21,56)/26,7 \cdot 100 \%=19,25$  % від  $M_{u,П-1/2}=26,7$  кНм для плити П-1/2 з витриманим проектним кроком робочої арматури  $S=100$  мм.

Як бачимо, не врахування у розрахунках несучої здатності плит в існуючих нормативних документах навіть допустимого в [3] нормованого відхилення  $\Delta S = \pm 20$  мм (плита П-4/2) від проектного кроку  $S=100$  мм на  $(26,7-23,37)/26,7 \cdot 100 \%=12,5$  % знижує несучої здатності плит П-4/2<sub>прав.</sub> порівняно з плитою П-1/2, в якій витриманий постійний крок  $S=100$  мм.

Таблиця 3

**Прогини  $f_i$  від інтенсивності навантажень  $F_i$  на експериментальні плити**

Марка	П-1/2		П-2/2		П-3/2		П-4/2	
	U*=0 %	U=20 %	U*=0 %	U=20 %	U*=0 %	U=20 %	U*=0 %	U=20 %
$F_i$ , кН	Лів.	Прав.	Лів.	Прав.	Лів.	Прав.	Лів.	Прав.
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.65	0.58	0.27	0.46	0.75	0.81	0.24	0.35
20	1.71	1.64	0.84	1.4	2.34	2.55	0.9	0.94
30	2.82	2.73	1.57	2.34	3.81	3.95	1.68	1.8
40	3.84	3.46	2.63	3.28	6.41	7.02	2.64	2.77
50	5.3	4.15	3.73	4.42	9.26	9.95	3.64	3.85
60	6.48	5.22	4.89	5.46	13.38	13.87	4.68	5.08
70	7.8	6.56	6.04	6.55			5.78	6.41
80	9.14	9.19	7.38	9.04			7.27	8.9
90	11.29	11.25	9.55	11.67			8.72	11.53
100	14.21	16.77	11.54	19.13			10.78	18.99

U\* – коефіцієнти варіацій, які характеризують мінливість кроків робочої арматури.

Значення прогинів  $f_i$  в середині прольоту залізобетонних експериментальних плит, біля лівої та правої їх граней, наведені в табл. 3 та відображені на графіку рис. 4.

З аналізу графіка (рис. 4), який показує достатню кореляційну залежність між прогинами  $f_i$  у середині прольоту експериментальних плит та навантаженнями  $F_i$ , можна зробити деякі висновки:

- прогини правої та лівої граней плити П-1/2 за збільшення навантаження розвиваються практично однаково за рахунок збереження по ширині плити постійного кроку арматури  $S=100$  мм та середнього процента армування  $\mu=1,79$  %. Зафіксовані деякі відхилення в прогинах 8,7, 8,4 мм за рахунок відхилень корисних висот у критичному нормальному перерізі стосовно середнього значення по плиті  $h_{o,m}=63$ мм, (біля правої  $h_o=65,8$ мм та біля лівої  $h_o=60,2$ мм);

- прогини правої та лівої граней плити П-3/2 за збільшення навантаження розвиваються практично однаково за рахунок постійних кроків арматури  $S=166,8$  мм та процента армування  $\mu=1,08$  % по ширині плити;

- прогини правої грані плити П-2/2<sub>прав</sub> випереджають прогини лівої грані плити П-2/2<sub>ліва</sub> за рахунок більшого кроку арматури  $S_{max}=142$  мм та відповідно меншого процента  $\mu_{min}=1,067$  % армування плити біля правої її грані;
- прогини правої грані плити П-4/2<sub>прав</sub> випереджають прогини лівої грані плити П-4/2<sub>ліва</sub> за рахунок більшого кроку арматури  $S_{max}=120$  мм та відповідно меншого процента  $\mu_{min}=1,281$  % армування плити біля правої її грані;
- з загального аналізу, наведених вище порівнянь експериментальних значень прогинів дослідних плит, видно вплив на них процента поздовжнього армування.

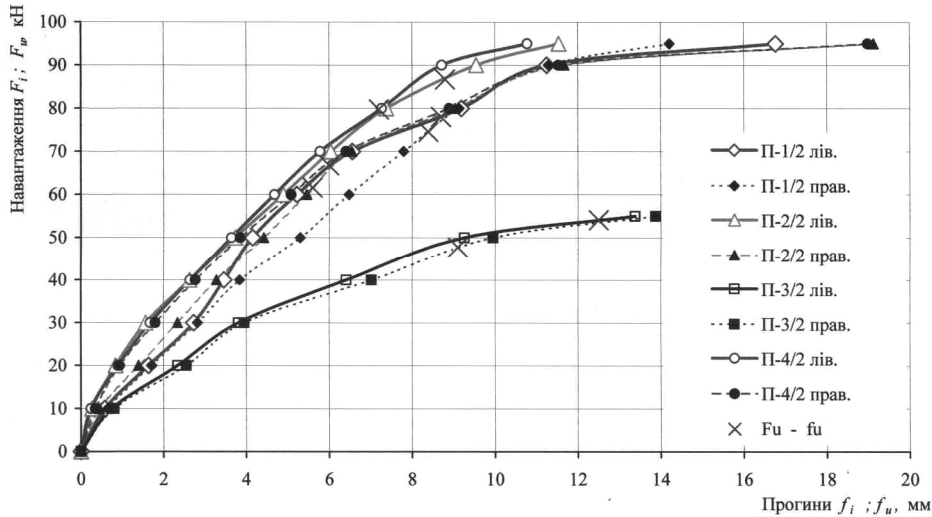


Рис. 4. Залежності прогинів  $f_i$  ( $f_u$ ) у середині прольоту експериментальних плит від навантажень  $F_i$  ( $F_u$ )

Граничні значення прогинів  $f_u$  збільшується за зменшення процента  $\mu$  поздовжнього армування плит.

Аналіз графіка (рис. 4) вказує на високу кореляційну залежність між значеннями  $F_i$  та  $f_i$ , що підтверджує достовірність експериментально отриманих даних.

Методику підходу до розрахунку прогинів згинаних залізобетонних плитних елементів за чинними нормами [2] можна використати для обробки експериментальних даних прогинів по дослідних плитах при використанні відповідної площі армування плит, яка виходить з прийняття для розрахунку статистично обґрунтованого з 95 % забезпеченням кроку робочої арматури по ширині нормального перерізу плити.

Порівняння граничного моменту  $M_u$  залежно від процента поздовжнього армування експериментальних плит  $m$ , значення яких наведені в табл. 4, виконане на графіку (рис. 5, а). Це порівняння демонструє високу кореляційну залежність ( $R^2=0,80$ ).

Таблиця 4

#### Результати випробувань по лівій та правій гранях перерізу плит

Марки плит	$a_s$ , мм	$h_o$ , мм	$h_{o,m}$ , мм	$S_b$ , мм	$\mu_b$ , %	$\mu_{b,m}$ , %	$F_w$ , кН	$M_w$ , кНм	$M_{u,m}$ , кНм	$f_w$ , мм	$f_{u,m}$ , мм
П-1/2 лів.	17,2	60,2	63,0	100	1,870	1,79	78,03	27,31	26,70	8,7	8,55
П-1/2 прав.	19	65,8		100	1,710		74,54	26,09		8,4	
П-2/2 лів.	16	65,9	70,3	72	2,382	1,61	86,70	30,35	25,95	8,8	7,2
П-2/2 прав.	18	74,6		142	1,067		61,61	21,56		5,6	
П-3/2 лів.	16	66,7	62,7	166,8	1,016	1,08	54,11	18,94	17,82	12,5	10,8
П-3/2 прав.	23	58,7		166,8	1,154		47,74	16,71		9,1	
П-4/2 лів.	16	62,7	68,1	80	2,253	1,66	79,77	27,92	25,65	7,2	6,6
П-4/2 прав.	16	73,5		120	1,281		66,78	23,37		6,0	

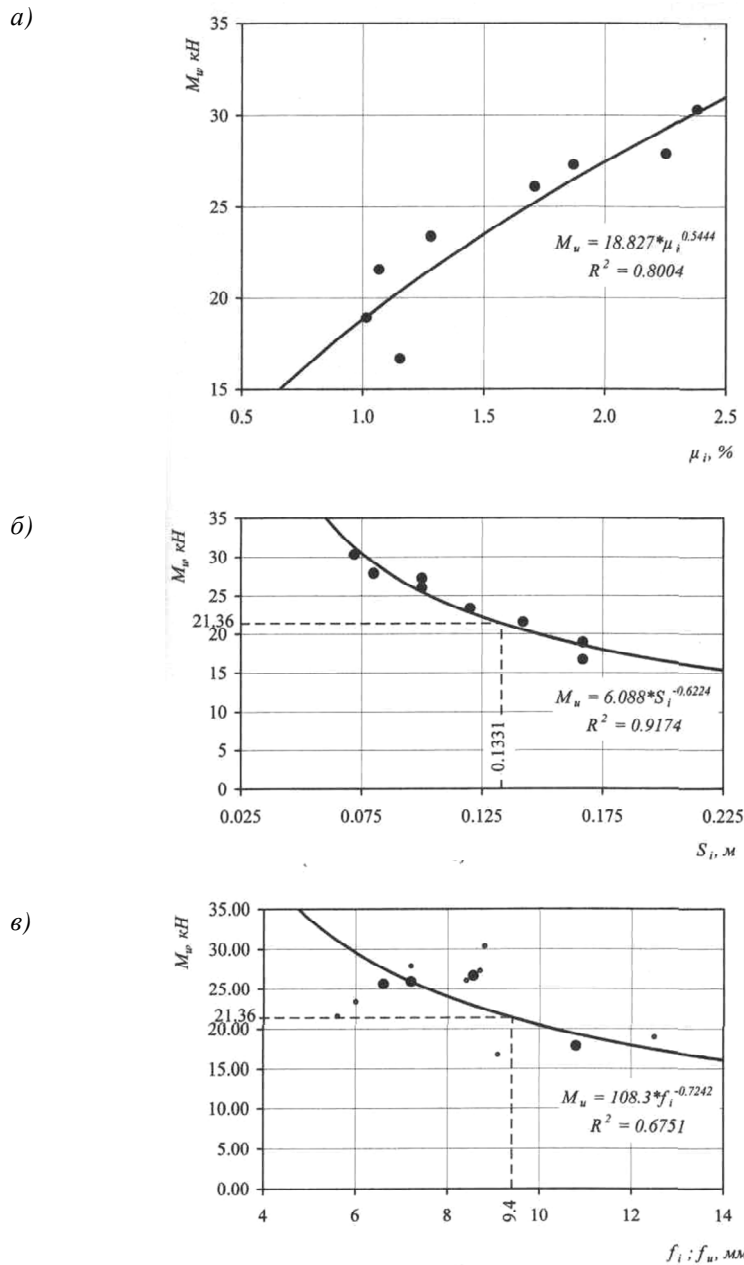


Рис. 5. Зміна залежностей  $M_u$  від: а – процента поздовжнього армування  $\mu_i$ ; б – кроку робочої арматури  $S_i$ ; в – граничних прогинів у середині прольотів  $f_u$  – в експериментальних плитах

Порівняння  $M_u$  від кроків поздовжнього армування  $S_i$  по серії виконане на графіку (рис. 5, б) так само демонструє високу кореляційну залежність ( $R^2=0,9174$ ).

За рівнянням апроксимації на рис. 5, б визначили значення  $M_u=21,36$  кНм відповідне до кроку  $S_{95,m}=(133,4+132,8)/2=133,1$  мм, який дає 95 % забезпеченість за  $S_m=100$  мм та коефіцієнті варіації  $U=20$  %. Отримане значення  $M_{u,theor}=21,36$  кНм за  $S_{95,m}=133,1$  мм досить близько лягає між граничними несучими здатностями для плит П-2/2<sub>прав.</sub> ( $F_u=21,56$  кНм за  $S_{max}=142$  мм) та П-4/2<sub>прав.</sub> ( $F_u=23,37$  кНм при  $S_{max}=120$  мм). Це дає можливість для прямого порівняння  $M_u$  від  $S_i$ . Значення  $M_{u,theor}=21,36$  кНм за середнього статистичного кроку  $S_{95,m}=133,1$  мм і на 28 % перевищує експериментальне значення  $M_u=16,71$  кНм, отримане для плити П-3/2<sub>прав.</sub>, в якій був забезпечений постійний крок арматури  $S=S_{99}=166,8$  мм.

Тобто статистично забезпечений на 95 % крок робочої арматури  $S_{95,m}=133,1$  мм можна використовувати для визначення площі армування за перевірочними розрахунками плит за діючими нормами [2].

Отримана теоретична несуча здатність  $M_{u.theor}=21,36$  кНм (рис. 5.в) відповідає прогину  $f_{u.theor}=9,4$  мм (табл. 4), який досить чітко лягає між середніми експериментальними значеннями прогинів  $f_{u.m}=7,4$  мм для плит П-1/2, П-2/2, П-4/2, які мають приблизно однакові значення  $M_{u.m}$  та  $\mu_{i.m}$ , і середніми значеннями прогинів правої та лівої граней  $f_{u.m}=10,8$  мм у плиті П-4/2.

Аналіз цих порівнянь підтверджує, що в існуючих нормативних документах необґрунтовано відсутня методика перевірок розрахунків згинаних залізобетонних плитних елементів, як при забезпеченні допустимих відхилень у кроках встановлення робочої арматури  $\Delta S = \pm 20$  мм [3] (плита П-4/2), так і за більш значних відхилень фактичних кроків арматури від їх проектних значень  $\Delta S > \pm 20$  мм (плита П-2/2).

З загального аналізу, наведених вище порівнянь експериментальних даних, бачимо, що несучій здатності плит відповідає характер зміни процента поздовжнього армування плит по горизонтальній осі перерізу плит. За мінливості армування плит по горизонтальній осі їх робочого перерізу слід перевіряти їх несучу здатність за діючими нормами [2], при цьому слід використовувати статистично обґрунтований з 95 % забезпеченням крок робочої арматури за методикою [4].

Основні показники з армування експериментальних плит та характер кінцевих тріщиноутворень в них показано на рис. 6.

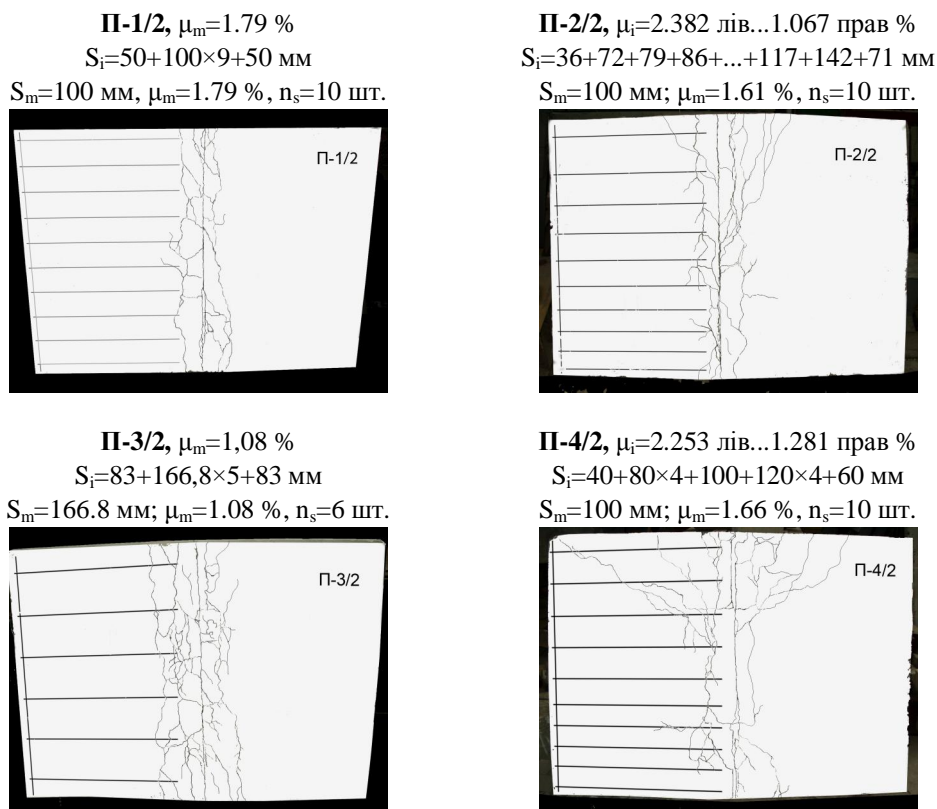


Рис. 6. Характер армування та картина кінцевого тріщиноутворення в експериментальних плитах

**Висновки.** Встановлено, що несуча здатність, прогини та характер розподілу тріщин залежить як від мінливості кроків робочої арматури, так і від зміни рівня процента поздовжнього армування вздовж горизонтальної осі поперечного перерізу експериментальних плит.

Чинні норми не враховують мінливість армування за кроком арматури у монолітних залізобетонних плитних конструкціях.

Слід відкоригувати позиції чинного СНиП 2.03.01-84\* [2] для оцінки несучої здатності плитних конструкцій з врахуванням фактичних кроків  $S_i$  робочого армування, які заміряні в процесі інструментальних обстежень таких конструкцій неруйнуючим методом [1].

За розрахунковий крок арматури для перевірових розрахунків потрібно приймати статистично обґрунтований крок арматури з забезпеченістю 95 % від їх середнього значення, що на сьогоднішній день є актуально [5] для оцінки міцнісних та жорсткісних параметрів плит за двома групами граничних станів згідно з діючими нормативними документами [2].

1. ДСТУ Б.В.2.6-4-95. Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури / Держбуд України. К., 1995. – 12 с. 2. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции – М.: Госстрой СССР, 1989. – 80 с. 3. СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1987. – 89 с. 4. Гладішев Г.М., Гладішев Д.Г. Оцінка мінливості кроків арматури на несучу здатність монолітної залізобетонної плити надсилового перекриття // Збірник наукових праць „Сучасне промислове та цивільне будівництво”. Том. 1, №1: ДонНАБА. 2005. – С. 33–41. 5. Гладішев Г.М. Оцінка технічного стану залізобетонних конструкцій силосів корпусу №6 на заводі ВАТ „Миколаївцемент” // Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції „Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж”. – Донецьк: САМК, 2003. – С. 386 – 394.

УДК 624.131.64

Гнідець Б.Г., Войціховський В.І., Кавацюк І.Д., Рудий М.Й., Щеглюк М.Р.  
Національний університет “Львівська політехніка”,  
кафедра мостів та будівельної механіки

## МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ВИПРОБУВАНЬ ДОСЛІДНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

© Гнідець Б.Г., Войціховський В.І., Кавацюк І.Д., Рудий М.Й., Щеглюк М.Р., 2009

**Представлено результати опрацювання методики проведення експериментальних досліджень під час випробувань елементів збірно-монолітних залізобетонних нерозрізних прогонових будов мостів коробчастої форми.**

**In this article scientifically proved results of processing methods of holding experimental research during test prefabricated monolithic elements of reinforced concrete solid stringer structure of box configuration bridges.**

**Постановка проблеми.** Вирішення проблем руху автомобільного і міського транспорту в сучасних умовах у зв'язку з ростом інтенсивності його руху, особливо в приміських зонах, містах і густонаселених місцевостях, з врахуванням перспективи пов'язане з необхідністю прискорення темпів будівництва мостів, шляхопроводів і естакад та інших інженерних споруд. З врахуванням існуючої вже забудови, яка була раніше в цих місцях, а також в місцевостях із складним рельєфом в передгірських і гірських районах, часто з'являються складні умови проектування, в яких це вимагає спеціальних підходів і застосування нових нетипових конструктивно-технологічних вирішень.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Аналіз відомих збірних типових, а також нетипових індивідуальних конструктивно-технологічних вирішень, в тому числі з монолітного залізобетону, підтверджує низьку їх ефективність, що часом унеможливує їх широке застосування у складних умовах будівництва [1].

**Мета та задачі досліджень.** Мета дослідження – розробити методику досліджень елементів збірно-монолітних залізобетонних нерозрізних прогонових будов мостів коробчастої форми.