

РОЗРАХУНОК ПРОГИНІВ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ТАВРОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Карп'юк Ф.Р., Крантовська О.М. (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Наведені результати експериментальних досліджень прогинів таврових попередньо напружених залізобетонних балок і запропонована методика для їх визначення, яка має задовільну збіжність з експериментальними даними.

Актуальність проблеми. Чисельні порівняння прогинів дослідних і розрахункових залізобетонних елементів, пролітних визначених за найбільш розповсюдженими методами, в тому числі нормативними [1,2,3,4,5], показали незадовільну їхню збіжність, що, інколи, ставить під сумнів працездатність таких конструкцій. Тому експериментально-теоритичні дослідження у вказаному напрямку є актуальними і необхідними.

Постановка задачі. Роботи [2,3,6,7,8,9,10,11,12,13] та багато інших праць свідчать проте, що при експлуатаційному і більш високих рівнях навантаження у стиснутій та розтягнутій зонах прогінних залізобетонних елементів відбувається значний перерозподіл внутрішніх зусиль. При цьому, деформації бетону перевищують граничні значення, отримані при випробуванні еталонних призм на осьовий стиск, а арматури – умовної чи явної межі текучості. Але, як і раніше, існує проблема достовірного урахування цього явища при прогнозуванні прогинів залізобетонних конструкцій, особливо при складних деформаціях.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. З аналізу праць [1-13] стає ясным, що для вирішення даної проблеми прогресивним є напрямок застосування при розв'язанні задач як міцності, так і деформативності розрахункової деформаційної моделі напружено - деформованого стану залізобетонних елементів, в тому числі попередньо напружених, з використанням повних діаграм станів бетону і арматури.

Мета роботи полягає у виявленні кількісного та якісного впливу величини прогону зрізу, відносних ширини та товщини стиснутої полицки, кількості поперечної арматури та рівня попереднього напруження робочої арматури на прогини зазначених залізобетонних елементів як на рівні експлуатаційного навантаження, так і перед їхнім руйнуванням, а також у перевірці можливості застосування та вдосконалення деформаційного методу для прогнозу їхніх прогинів.

Викладення основного матеріалу. Згідно з прийнятим планом системних досліджень [14] були виконані відповідні експерименти.

У якості дослідних прийняті наступні фактори: відносні прогін зрізу приопорних ділянок a/h_0 (фактор X_1), ширина b'_f/b (X_2) і товщина h'_f/h_0 (X_3) стиснутої полицки поперечного перерізу, кількість поперечної арматури μ_{sw} (X_4) та величина попереднього напруження σ_{sp} (X_5) робочої арматури таврових залізобетонних елементів. Оскільки прийняті дослідні фактори впливають нелінійно на вихідні параметри, то дослідні зразки-балки були виготовлені та випробуванні за майже Д- оптимальним планом типу На5. Попереднє напруження робочої арматури класу А500С здійснювали на металеву форму механічним способом з урахуванням майбутніх втрат, визначених експериментально.

Дослідні зразки формували важким бетоном класу В25 та випробовували (рис.1) за схемою простої двоопорної балки, навантаженої двома симетрично розташованими зосередженими силами на віддалі «а» від опор, що прикладалися ступенями по 0,05...0,07F_u до появи перших тріщин і перед руйнуванням, після, а появи перших нормальних і похилих тріщин аж до перших признаков руйнування – приблизно по 0,10F_u.

Під час витримки на кожній ступені навантаження вимірювали, в тому числі, прогини балок під зосередженими силами і посередині балок та деформації арматури й бетону по висоті вказаних перерізів за допомогою тензорезисторів, показання яких контролювали індикаторами годинникового типу.

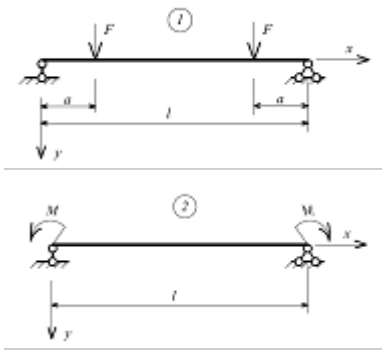


Рис.1. Схеми навантаження балок зосередженими силами (1), моментами (2).

Характер деформування дослідних зразків-балок у залежності від співвідношення конструктивних факторів та факторів зовнішнього впливу, а також рівня навантаження представлені на рис. 2. При цьому, балки з попереднім напруженням у залежності від його рівня до початку прикладення до них поперечного навантаження мали зворотній вигин, визначений інструментально. При поперечному навантаженні високих рівнів ($F=(0,8...0,95)F_u$) прогини зростали нелінійно навіть при незначному збільшенні.

Методики визначення прогинів дослідних елементів за діючими нормами в Україні [1], Росії [6,7] та Білорусії [2] подібні і принципово не відрізняються між собою. Вони базуються на неповному (без урахування в пливку повздовжньої сили N_x) інтегралі Мора. У сучасній інтерпретації діючі норми в Україні [1] та Білорусії [2] у загальному вигляді рекомендують визначати прогини за формулою:

$$f = f_m + f_q = \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx + \int_0^l \bar{Q}_x \cdot y_x \cdot dx, \quad (5)$$

де \bar{M}_x та \bar{Q}_x - відповідно, згинальний момент і поперечна сила у перерізі X від дії одиничної сили, прикладеної за напрямком переміщення елемента у перерізі, для якого визначається прогин;

$\left(\frac{1}{r} \right)_x$ - повна величина кривизни елемента у перерізі X від навантаження, при якому визначається прогин;

y_x - деформація зсуву, що визначається за формулою:

$$y_x = \frac{1,5 Q_x \cdot \varphi_{b2} \cdot \varphi_{crc}}{G_b \cdot b \cdot h} \quad (6)$$

тут Q_x – поперечна сила у перерізі X від дії зовнішнього навантаження;

φ_{b2} - коефіцієнт, що урахує вплив тривалої повзучості бетону. При нормальній (40...70%) вологості повітря $\varphi_{b2}=2$. При короткочасній дії навантаження $\varphi_{b2}=1$;

G_b – модуль зсуву бетону, $G_b=0,4Eb$;

φ_{crc} – коефіцієнт, який урахує вплив тріщин на деформації зсуву і приймається таким, що дорівнює 1,0 при відсутності тріщин; або 4,8 при наявності тільки похилих до повздовжньої осі тріщин. При наявності нормальних та похилих тріщин – визначається за формулою:

$$\varphi_{crc} = \frac{3E_b \cdot I_{red}}{M_x} \left(\frac{1}{r} \right)_x, \quad (7)$$

$M_x, \left(\frac{1}{r} \right)_x$ - відповідно момент і кривизна у перерізі, у якому визначається прогин від короткочасного навантаження.

Нові російські норми [6,7] у балках любого прольоту, а також діючі в Україні норми [1] у балках відносно великих прольотів ($l/h > 10$) нехтують прогинами, зумовленими деформаціями зсуву:

$$f = f_m + f_q = \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x, \quad (8)$$

Чисельні дослідження залізобетонних балок з тріщинами сталих по довжині перерізів показали, що на ділянках, у межах яких згинальні моменти не змінюють знаку, кривизну допускається визначати для найбільш напружених перерізів, приймаючи її для решти перерізів такими, що змінюються пропорційно значенням згинальних моментів. Застосовуючи правило Верещагіна при перемноженні епюр, отримаємо формулу для визначення прогинів вказаних елементів, зумовлених деформаціями згину:

$$y(x) = \left(\frac{1}{r}\right)_{m(x)} \rho_{m(x)} \cdot l^2 \quad (9)$$

де $\rho_{m(x)}$ - коефіцієнт, що характеризує схему навантаження та обпирання балки, у перерізах якої визначаються прогини.

Для схем, представлених на рис. 1.

при

$$0 < x \leq a \quad M_{F(x)} = F \cdot x, \quad Q_x = F; \quad (10)$$

$$a < x \leq l-a \quad M_{F(x)} = F \cdot x - F(x-a), \quad Q_x = 0; \quad (11)$$

$$(l-a) < x \leq l \quad M_{F(x)} = F(l-x), \quad Q_x = -F; \quad (12)$$

$$0 < x \leq l \quad M_{M(x)} = M, \quad Q_x = 0. \quad (13)$$

Для схеми 1 (рис.1) коефіцієнт $\rho_{m(x)}$ пропонується визначати:

$$\text{при} \quad 0 < x \leq a \quad \rho_{mF(x)} = \frac{x}{2l} - \frac{2x^2}{3l^2}, \quad (14)$$

$$a < x \leq \frac{l}{2} \quad \rho_{mF(x)} = \rho_{mF(a)} + \frac{(x-a) \cdot \left(\rho_{mF(\frac{l}{2})} - \rho_{mF(a)} \right)}{\frac{l}{2} - a},$$

$$\text{при} \quad \rho_{mF(\frac{l}{2})} = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2} \quad (15)$$

Для схеми 2 (рис.1) коефіцієнт $\rho_{m(x)}$ має вигляд:

$$0 < x \leq l \quad \rho_{mM(x)} = \frac{l-x}{2l^2}, \quad (16)$$

Експериментальні дослідження підтвердили доцільність збільшувати прогини балок, зумовлені деформаціями згину, за рахунок введення коефіцієнта ρ_q , який ураховує вплив деформацій зсуву:

$$\rho_q = 1 + \frac{\varphi_q}{\left(\rho_{mF(x)} + \rho_{mM(x)} \right)} \left(\frac{h}{l} \right)^2, \quad (17)$$

де $\varphi_q=0,5$ - при відсутності як нормальних, так і похилих тріщин;
 $\varphi_q=1,5$ - при наявності вказаних тріщин.

Повну середню кривизну залізобетонного елемента на ділянці поблизу і у даному перерізі X рекомендується визначати за деформаційною моделлю з використанням середніх деформацій бетону й арматури, та прийняттям гіпотези плоских перерізів за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_x = \frac{\varepsilon_{s(x)} - \varepsilon_{b(x)}}{h_0}, \quad (18)$$

де $\varepsilon_{s(x)}$ та $\varepsilon_{b(x)}$ - відповідно, усереднені на даній ділянці балки з тріщинами деформації розтягнутої арматури та стиснутого бетону, отримані дослідним шляхом або за розрахунком за вказаною моделлю з використанням реальних діаграм станів бетону та арматури;

h_0 - робоча висота перерізу.

Виходячи з вище наведених міркувань, прогини у любых перерізах дослідних балок та абсолютної більшості інших (позацентрово стиснутих чи розтягнутих) залізобетонних елементів можна визначати за спрощеною нелінійною деформаційною моделлю:

$$y(x) = \left(\frac{\varepsilon_s(x) - \varepsilon_s^f}{h_0} \right) \left(\rho_{mF}(x) + \rho_{mN}(x) \right) \cdot l^2 \cdot \rho_g \quad (19)$$

Для інших схем навантаження необхідно відкоригувати коефіцієнти $\rho m(x)$, використовуючи правило Верещагіна при перемноженні одиничної епюри на епюру кривизни балки.

Порівняння розрахункових прогинів з експериментальними даними (табл.1,2.) показало, що використання деформаційної моделі дозволяє досить точно (коефіцієнт варіації $v < 10\%$) прогнозувати деформативність попередньо напружених таврових залізобетонних елементів у різних прольотних перерізах в той час, як використання рекомендацій діючих в Україні [1], Білорусії [2], Росії [6,7] Норм показує незадовільну ($v = 40 \dots 78\%$) збіжність результатів розрахунків з дослідними даними.

Висновки

Аналіз виконаних досліджень дозволяє сформулювати наступне:

- найбільший вплив на прогини дослідних балок має величина відносного прогону зрізу (a/h_0) та попереднього напруження (σ_{sp}) робочої арматури (рис. 1,2,3,4) і значно менший – кількість поперечної арматури (μ_{sw}) та відносна ширина полицки (b'_f/b).
- руйнування дослідних зразків відбувалося, як правило, на при- опорних ділянках по похилій тріщині від переважної дії поперечної сили чи моменту, або по похилій смузі. Напередодні руйнування ($\approx 0,95Fu$) балок з великими прогонами зрізу ($a \geq 2h_0$) напруження у робочій арматурі досягали межі текучості, а у бетоні над вершиною похилої тріщини – межі міцності, тобто зв'язок між ними і деформаціями носив явно нелінійний характер;
- використання нелінійної деформаційної моделі напружено-деформованого стану залізобетонних елементів на високих рівнях їхнього навантаження дозволяє досить точно прогнозувати деформативність як використаних арматури і бетону, так і елемента в цілому;
- експерименти підтвердили доцільність урахування зсуву на приопорних ділянках при визначенні прогинів залізобетонних елементів: їхній вклад досягає 25%.

Summary

The given results of the experimental investigation of deflection of the tauri earlier loaded ferro-concrete. Deams and the offered technique for its determination, which satisfactory coincidence witch the experimental data.

Література

1. СНиП 2.03.01-84* «Конструкции бетонные и железобетонные . Нормы проектирования».- Госстроя СССР – М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1985.(-79с.)
2. СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные». – Минск.: Стройтехнорм, 2002г. – 274с.
3. EN1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Desing of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Brussels-2002, Oktober-230p.
4. (DIN 1045-1) Tragenwerke aus Beton, Stahlbeton und Spahbeton. Teil: Bemessing und Construction. - Berlin, 1998-178p.

5. ACI 318-95. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318-95 and Commentergeru (318-95R). – American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995-369p.

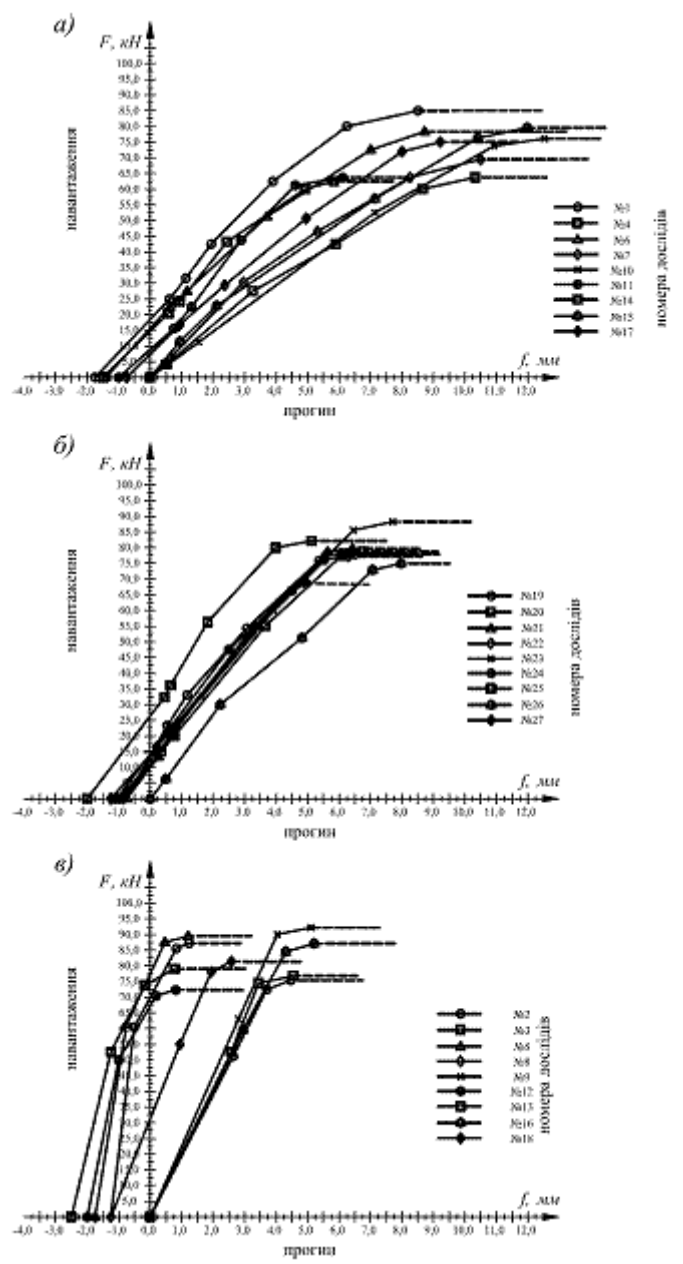


Рис. 2. Дослідні залежності «Навантаження-прогини» посередині балки ($l/2$), а) з великим, б) середнім, в) малими прогонами зрізу.

Таблиця 1

№ п/п досліджу	Прогини дослідних балок на "експлуатаційному" (0,67Fu) рівні їх навантаження, мм									
	Експериментальні		Розрахункові							
			Деформаційна модель		СНиП 2.03.01-84*		СП 52-102-2004		СНБ 5.0301-02	
	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2
1	2,43	3,46	2,50	3,20	1,25	1,75	1,60	5,76	1,14	3,80
2	-0,51	-0,52	-0,51	-0,50	-0,73	-1,90	-1,03	-2,69	-0,50	-1,20
3	1,71	2,36	1,65	2,55	0,84	1,79	1,47	3,81	0,57	1,49
4	5,93	5,90	5,86	5,89	3,40	3,77	3,60	8,20	2,10	3,58
5	-0,73	-0,82	-0,65	-0,73	-0,61	-1,59	-0,90	-2,33	-0,52	-1,10
6	2,65	3,76	2,98	3,69	0,25	0,32	1,62	5,81	1,19	4,29
7	5,71	5,60	5,64	5,66	2,65	3,19	4,23	8,15	1,75	3,43
8	1,93	2,66	1,75	2,64	0,76	1,98	1,57	4,08	0,60	1,56
9	1,93	2,80	1,75	2,79	0,81	2,09	1,76	4,56	0,63	1,65
10	7,23	7,38	6,80	7,44	3,90	4,05	4,20	8,40	2,20	4,52
11	1,13	1,98	1,50	1,92	-0,01	-0,04	0,87	3,14	0,90	3,26
12	-0,73	-0,96	-0,65	-0,99	0,92	2,40	-2,36	-3,20	-1,40	-1,80
13	-0,95	-1,26	-0,75	-1,23	-0,79	-2,06	-1,10	-2,87	-0,70	-1,50
14	1,35	2,28	1,50	2,27	0,03	0,10	0,92	3,30	0,95	3,40
15	7,01	7,08	6,90	7,13	3,50	3,61	4,50	8,50	3,20	4,10
16	2,15	3,10	1,90	2,99	1,50	2,37	1,99	5,17	0,69	1,60
17	4,24	4,78	4,10	4,96	1,30	1,43	2,25	5,90	1,14	3,90
18	0,66	1,02	0,60	0,86	0,42	1,09	0,34	0,88	0,55	1,40
19	2,34	3,12	2,30	3,02	0,55	0,82	3,17	4,73	1,92	2,50
20	2,56	3,24	2,65	3,63	0,78	1,16	3,83	5,61	2,14	3,10
21	2,45	3,21	2,45	3,29	0,68	1,01	3,45	5,16	2,03	2,90
22	2,45	3,27	2,41	3,24	0,64	0,96	3,51	5,24	1,98	2,40
23	2,77	3,65	2,75	3,86	0,69	1,03	4,07	6,08	2,27	3,20
24	2,01	2,69	2,10	2,51	0,49	0,74	2,59	3,87	1,68	2,42
25	0,64	1,46	0,69	1,62	0,25	0,37	1,31	1,95	1,94	2,80
26	4,26	5,08	4,00	4,81	2,56	2,84	5,43	7,52	1,85	2,80
27	2,45	3,27	2,45	3,23	0,60	0,89	3,40	5,08	1,65	2,45
$\sigma = \sqrt{\frac{(\bar{Y}-Y)^2}{n-1}}$			0,17	0,19	1,87	2,21	1,26	1,82	1,96	1,30
$v = \frac{\sigma}{b_0} 100\%$			7%	6%	75%	67%	52%	56%	78%	40%

Таблиця 2

№ п/п дослідю	Прогни дослідних балок напередодні (0,95Fu) їхнього руйнування, мм									
	Експериментальні		Розрахункові							
			Деформаційна модель		СНиП 2.03.01-84*		СП 52-102-2004		СНБ 5.0301-02	
	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2	x=a	x=l/2
1	5,88	6,68	6,25	5,61	2,90	3,48	3,85	9,56	2,20	4,18
2	0,80	0,80	0,79	0,70	-1,35	-3,51	-0,01	-0,03	-0,10	-0,20
3	1,50	3,40	3,43	1,67	1,90	2,26	2,24	5,81	0,57	1,49
4	7,74	8,56	8,61	7,70	4,20	5,09	4,65	13,20	2,40	3,69
5	0,48	0,40	0,48	0,57	-1,28	-3,32	0,01	-0,01	0,10	-0,30
6	6,20	7,08	6,96	6,23	1,40	1,53	3,38	9,56	1,22	4,50
7	7,42	8,16	8,22	7,35	3,20	4,26	6,16	10,20	1,80	3,60
8	1,82	3,80	3,69	1,79	1,25	2,52	2,38	6,18	0,59	1,56
9	1,84	4,00	4,04	1,96	1,03	2,68	2,65	6,88	0,65	1,68
10	9,60	10,68	10,82	9,67	4,70	5,49	5,60	13,20	2,80	4,70
11	4,02	4,56	4,44	3,99	0,16	0,56	2,19	7,65	0,10	3,40
12	0,46	0,20	0,13	0,38	1,57	4,09	-1,25	-2,54	-0,90	-1,30
13	0,14	-0,20	-0,16	0,24	-1,41	-3,67	-0,56	-1,45	-0,40	-1,20
14	4,34	4,96	4,92	4,41	0,24	0,85	2,33	7,32	0,98	3,52
15	9,28	10,28	10,33	9,24	4,20	4,87	5,40	13,40	3,20	4,42
16	2,16	4,40	4,27	2,07	1,18	3,08	2,98	6,95	0,69	1,90
17	6,98	7,77	8,03	7,18	2,25	2,64	3,74	11,40	1,17	4,20
18	1,32	2,25	1,98	1,13	0,59	1,51	1,20	3,09	0,55	1,60
19	3,99	5,42	5,31	3,92	1,07	1,59	5,80	8,67	2,00	3,10
20	4,31	5,82	6,13	4,52	1,45	2,16	6,80	10,30	2,23	3,40
21	4,15	5,62	5,64	4,16	1,26	1,89	6,26	9,35	2,10	3,20
22	4,15	5,62	5,56	4,11	1,23	1,84	6,41	9,57	2,06	3,00
23	4,53	6,15	6,44	4,74	1,32	1,97	7,17	10,70	2,34	3,60
24	3,43	4,79	4,50	3,33	0,94	1,41	5,03	7,51	1,75	2,64
25	2,69	3,82	3,99	3,03	0,78	1,16	4,32	6,45	2,09	3,54
26	5,34	7,24	7,10	5,16	2,51	3,75	7,95	11,87	2,02	3,12
27	4,15	5,62	5,56	4,10	1,15	1,72	6,20	9,26	2,07	3,16
$\sigma = \sqrt{\frac{(\hat{Y}-Y)^2}{n-1}}$			0,44	0,33	3,11	3,77	2,16	3,11	3,35	3,10
$v = \frac{\sigma}{b_0} \cdot 100\%$			8%	8%	74%	67%	52%	55%	78%	55%

6. СП52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры». – М.: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. - 55с.

7. СП52-100-2004 «Предварительно напряжённые железобетонные конструкции». – М.: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. -49с.

8. Голышев А.Б. Железобетонные конструкции /А.Б. Голышев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский: Под ред. А.Б. Голишева. – К.: Логос. 2001.-420с.

9. Блещик Н.П. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования /Н.П. Блещик, Д.Д. Жуков, Д.Н. Лозовский, В.Г. Козачек, А.А. Кондратчик, Т.М. Пецольд, Д.П. Подобед, Н.А. Рак, В.В. Тур, И.М. Шуберт: Под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003-380с.

10. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. -416с, ил. – ISBN5-274-01682-0.

11. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / С.Ф. Клованич, И.Н. Мироненко. – Одесса.: ОНМУ, 2007. – 110с.

12. Яременко О.Ф. Фізичні співвідношення для перерізів залізобетонних стрижневих елементів у загальному випадку напруженого стану / О.Ф. Яременко, Ю.О. Школа // Вісник національного університету «Львівська Політехніка». – 2007.- №600. – С.339-344.

13. Барашиков А.Я. Експериментально теоретичні дослідження деформацій бетону при тривалих повторних навантаженнях / А.Я. Барашиков, В.М. Колякова // Вісник національного університету «Львівська Політехніка». – 2007.- №600. – С.3-9.

14. Дорофеев В.С. О необходимости и постановке системных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации с целью уточнения и развития методов их расчета / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская, Ф.Р. Карпюк, Н.И. Шепетюк, Н.Н. Ярошевич // Будівельні конструкції. Зб. наук. праць, вип. 62. – Київ.: НДБК, 2005. – С.160-167.

15. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / В.А. Вознесенский. // 2-е изд. испр. и доп. – М.: Финансы и статистика, 1981.-215с.