

ТЕХНІЧНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІСЛЯ НЕТРИВАЛОГО ПЕРЕВАНТАЖЕННЯ*

Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. (Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Досліджено вплив на роботу залізобетонних конструкцій, які знаходилися під дією експлуатаційного навантаження, нетривалого довантаження високого рівня. Оцінено вплив такого довантаження на технічний стан конструкцій.

Вступ

Існуючі методи проектування залізобетонних конструкцій, у тому числі як звичайних, так і попередньо напружених елементів, що згинаються, виходячи з умов граничних станів другої групи, призводять до того, що під час експлуатації реальний рівень навантаження складає 40-60% від руйнуючого зусилля. Ці методи не дають можливості врахувати короточасного довантаження залізобетонних елементів високими рівнями ($0,7...0,95 F_{lim}$). Однак, в практиці експлуатації залізобетонних конструкцій досить часто виникають ситуації, коли навантаження складає якраз такий підвищений рівень. Такі перевантаження, як правило, носять недовготривалий характер (статистичні дослідження показали, що середня тривалість дії навантаження високого рівня становить 4...6 діб) та виникають під час проведення ремонтних робіт (складування матеріалів і механізмів, що використовуються під час ремонту тощо), при технічному переоснащенні виробництва (тимчасове встановлення обладнання) або перерозподілі зусиль у елементах статично невизначених конструкцій через аварійний стан інших елементів. Перевантаження залізобетонних конструкцій такого високого рівня призводить до перевищення окремими показниками експлуатаційної придатності II групи, тобто такими, які унеможливають нормальну експлуатацію, та не призводять до руйнування конструкцій. Для залізобетонних елементів, що згинаються, такими показниками є,

* В експериментальній частині роботи приймали участь аспіранти Шпінгаль М.Я. та Альхарірі В.А.

наприклад, ширина розкриття тріщин (як нормальних, так і похилих), прогини, кути повороту. Важливим є також фактор впливу такого високого рівня навантаження на однорідність та міцність бетону і арматури та їх контакту.

Виходячи з цього вивчення напружено-деформованого стану звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій залежно від передісторії навантаження та розробки методики їх розрахунку є актуальною.

Проведені раніше дослідження [1, 2] деяким чином поклали початок робіт щодо вирішення даної проблеми, але вони не носять комплексного характеру та не пов'язуються з технічним станом конструкцій.

Основна частина

Для визначення параметрів напружено-деформованого стану конструкцій були виготовлені дві серії експериментальних балок загальною кількістю 18 штук. Балки першої серії (10 шт.) були звичайними (без попереднього напруження). В поздовжньому напрямі в розтягнутій зоні встановлювалось два стержні арматури класу А-І діаметром 10 мм. В якості поперечної була прийняті двозрізні хомути із арматури класу А-І діаметром 6 мм, поставлені з кроком 100 мм.

Досліди над балками другої серії ставили за мету вивчити роботу короткочасно перевантажених залізобетонних попередньо напружених елементів, що згинаються. Серія складалася із 8 експериментальних зразків. Балки заармовані просторовими каркасами, поздовжні стержні яких були виготовлені із арматури класу А-І діаметром 6 мм. Поперечна арматура – двозрізні хомути із арматури класу А-І діаметром 6 мм – поставлені з кроком 100 мм. Попередньо напруженою слугувала арматура $\varnothing 10$ мм класу Ат-V. Для забезпечення міцності приопорних ділянок (в місцях передачі зусиль попереднього напруження) в торцях балок встановлювалось по три сітки непрямого армування.

Всі балки мали довжину 1500 мм. Основні характеристики дослідних балок та матеріалів наведені в таблиці 1.

Попереднє напруження створювалось механічним способом на упори. При цьому використовувалася силова опалубка.

Величини відносних деформацій бетону і арматури визначалася за допомогою наклеєних на їхню поверхню тензорезисторів. На бетоні використовувалися тензорезистори з базою 50 мм, а на арматурі – з базою 20 мм.

Таблица 1

**МАТРИЦА ПЛАНИРОВАНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА
И СВОЙСТВА ПЕНОБЕТОНА НЕАВТОКЛАВНОГО ТВЕРДЕНИЯ**

№ п/п	ФАКТОРЫ			СВОЙСТВА					
	X1 H	X2 CaCl	X3 Ø распльва	Плотность кг/м ³	Прочность кг/см ²	Влажность, %	Фрактальная размерность	Информационная размерность	
1	-	-	-	629	16,1	28	1,6595	6,6176	
2	-	+	-	585	11,1	28	1,6648	6,6438	
3	+	-	-	655	11,5	35	1,6641	6,5937	
4	+	+	-	600	3,5	27	1,6633	6,6761	
5	-	-	+	641	19,1	26	1,6665	6,7977	
6	-	+	+	615	8,5	25	1,6598	6,4808	
7	+	-	+	628	12	27	1,6630	6,5568	
8	+	+	+	547	9,8	39	1,6649	6,8657	
9	-	0	0	542	12,7	34	1,6637	6,6307	
10	+	0	0	494	2,7	45	1,6667	6,7089	
11	0	-	0	606	13,9	34	1,6634	6,4565	
12	0	+	0	611	14,0	31	1,6468	6,5977	
13	0	0	-	604	15,0	29	1,6671	6,8587	
14	0	0	+	575	13,2	36	1,6640	6,6691	
15	0	0	0	588	12,4	40	1,6604	6,4282	

Таблиця 1

Геометричні розміри та матеріали експериментальних зразків

Серія	Шифр балки	Міцність бетону			Розмір перерізу		Армування							
		R_{cm} , МПа	R_b , МПа	R_{ctm} , МПа	висота h , мм	ширина b , мм	поздовжнє		поперечне					
							арма-тура	R_{sp} , МПа	звичайна арма-тура	R_s , МПа	арма-тура	крок хому-тів S , мм		
перша	Б1-1				179,0	120,0								
	Б1-2				187,0	125,0								
	Б1-3				185,0	123,0								
	Б1-4				180,0	121,0								
	Б1-5				190,0	125,0								
	Б1-6	21,30	16,81	1,84	180,0	121,0	-		2Ø10 A-I	424,0	2Ø6 A-I		100	
	Б1-7				184,0	117,0								
	Б1-8				183,5	120,0								
	Б1-9				175,0	117,0								
	Б1-10				185,0	124,0								
друга	Б2-1				200,0	127,0								
	Б2-2				207,0	129,0								
	Б2-3				203,5	125,5								
	Б2-4				205,0	128,5								
	Б2-5	14,06	11,10	1,36	203,5	124,5								
	Б2-6				188,5	127,0								
	Б2-7				205,0	124,0								
	Б2-8				206,5	126,5								
							Ø10 A-I-V		1038,0	2Ø6 A-I	424,0	2Ø6 A-I	100	

Для визначення положення нейтральної осі нормального перерізу, на балки в верхній зоні бокової грані, а також на верхню грань, наклеювався ряд тензорезисторів, що мали базу 50 мм з інтервалом 15 мм. Деформації тензорезисторів вимірювалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АИД-4, ціна поділки якого становить 5×10^{-4} .

Індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, встановлені в середині балки, давали можливість визначити величини прогину дослідної конструкції. Такі ж індикатори встановлювалися і на опорах для визначення величини осадки опори.

Перед початком експерименту на балки, які довантажувалися більш високим рівнем, встановлювалися прилади ультразвукової діагностики для спостереження за процесом мікротріщиноутворення в бетоні стиснутої зони. Щупи ультразвукової установки УК-10П розміщувалися на бокових гранях балки.

Таблиця 2

Час зміни навантаження на дослідні зразки з моменту виготовлення

Серія	Час зміни навантаження, діб			
	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
1	350	388	393	418
2	120	159	163	183

На момент початку експерименту балки досягли віку „старого бетону“ $\tau_1 = 350$ та $\tau_1 = 120$ діб. Для визначення величини руйнуючого зусилля при короткочасному навантаженні було випробувано чотири балки: дві з першої серії та дві – другої серії, які доводилися до руйнування.

Коли бетон досяг віку τ_1 від моменту виготовлення (початок тривалого експерименту) всі дослідні балки навантажувалися до експлуатаційного рівня навантаження $\mu = 0,6$. Час витримки під цим рівнем навантаження визначався міркуваннями оптимальної тривалості експерименту, тобто до затухання швидкості росту прогинів та деформацій бетону і арматури.

Після закінчення першої частини експерименту (тривала витримка під навантаженням експлуатаційного рівня), коли вік бетону досяг τ_2 , без розвантаження здійснювалося довантаження окремих балок до різних рівнів μ : 0,6; 0,7; 0,8 та 0,9 – для першої серії і 0,6; 0,7; 0,85; 0,9 – для другої.

Під час витримки конструкції під постійним навантаженням (в даному експерименті це забезпечувалося наявністю пружинної системи дослідної установки) деформації бетону стисненої зони через прояв повзучості матеріалу збільшується. Однак плече внутрішньої

пари сил при цьому практично не змінилося, про що свідчать постійні напруження в розтягнутій робочій арматурі (рис. 1).

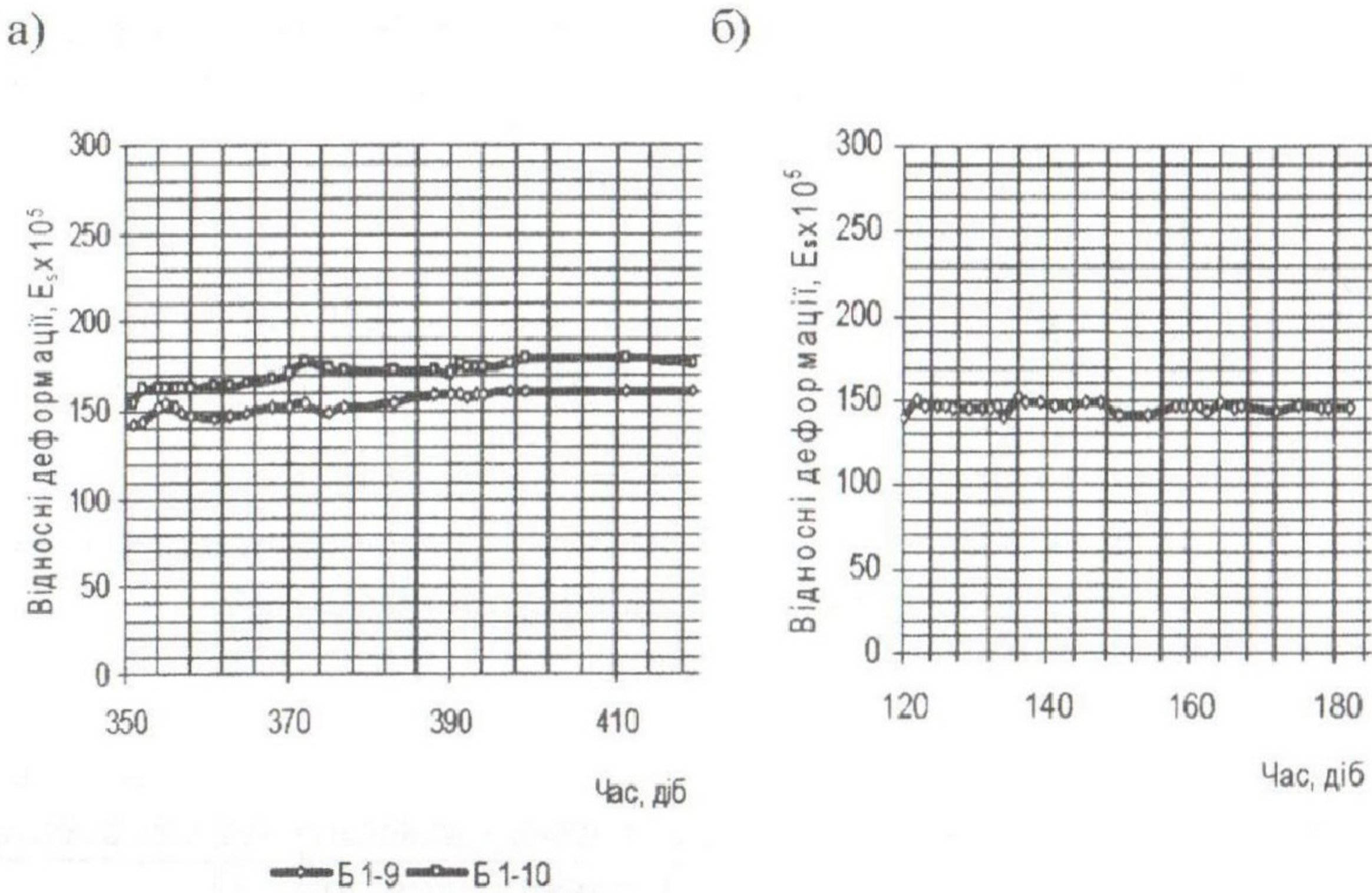


Рис. 1. Деформації поздовжньої арматури при $\mu=0,6$ балок серій:
а – першої; б – другої.

Експериментальні балки, довантажені різними рівнями, а потім, відповідно, розвантажені мали дещо іншу картину напружено-деформованого стану в ході випробувань.

У звичайних балках першої серії з додатковим нетривалим навантаженням рівнем 0,7 від руйнуючого після їх розвантаження (до $\mu = 0,6$) приріст деформацій практично не спостерігався. Це свідчить з однієї сторони про пружну роботу арматури, а з іншої – про те, що плече внутрішньої пари практично не мінялося в ході експерименту.

В попередньо напружених балках другої серії, що піддавалися короткочасному навантаженню рівня $\mu = 0,7$, деформації робочої попередньо напруженої арматури під час завантаження експлуатаційним рівнем ($\mu = 0,6$) майже не змінювалися і досягли $\epsilon_{s,1} = 106 \times 10^{-5}$. Після довантаження деформації збільшилися і досягли $\epsilon_{s,1} = 124 \times 10^{-5}$, тобто вирости на 14%. В кінці витримки під довантаженням, перед розвантаженням, деформації в арматурі вирости до значення $\epsilon_{s,1} = 141 \times 10^{-5}$. Приріст деформацій арматури під час витримки під навантаженням високого рівня свідчить про зміну параметрів внутрішнього моменту (зменшенн плеча внутрішньої пари сил). В кінці експерименту деформацій досягли значення $\epsilon_{s,1} = 117 \times 10^{-5}$,

що всього на 9% більше від значення деформацій перед довантаженням.

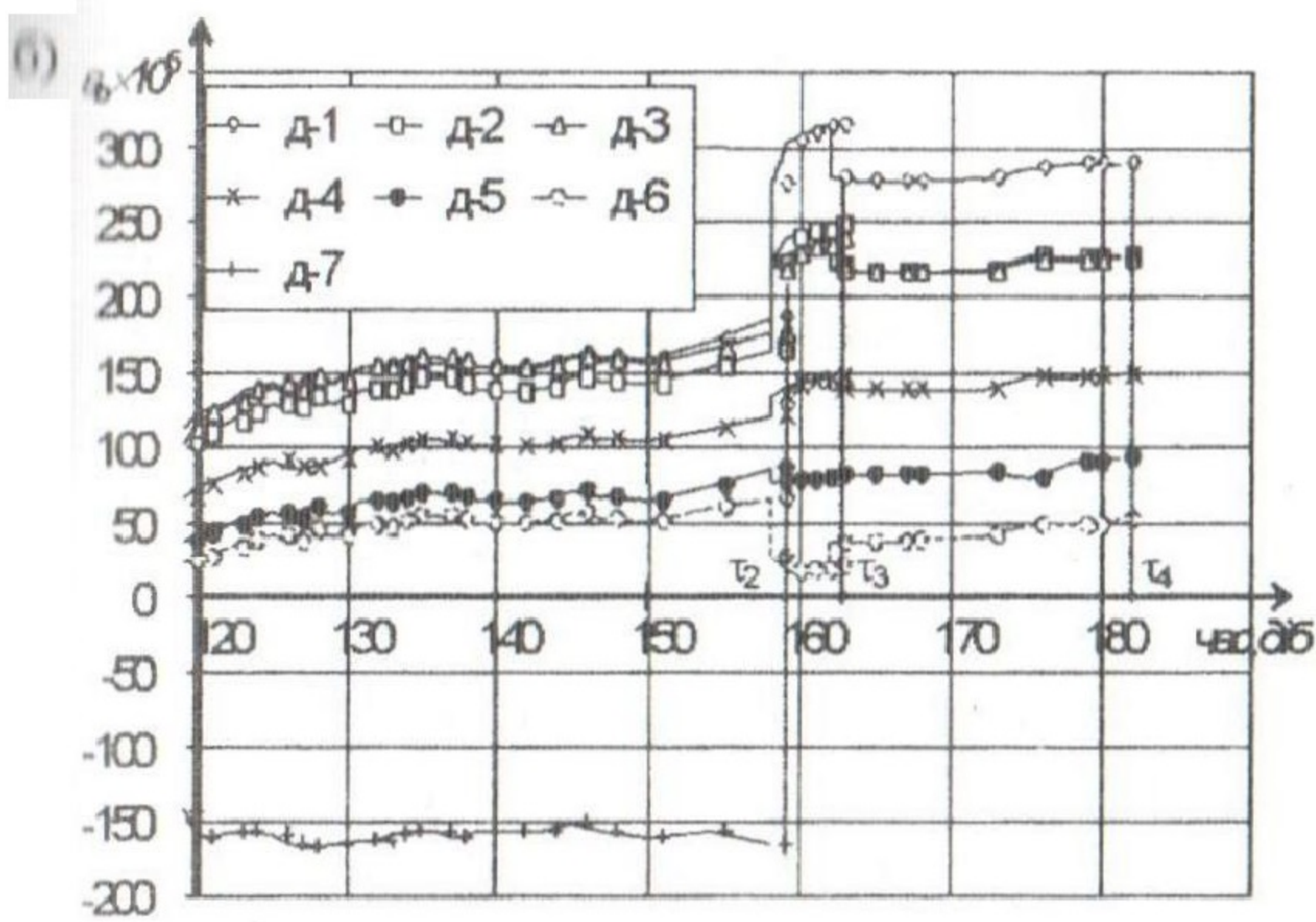
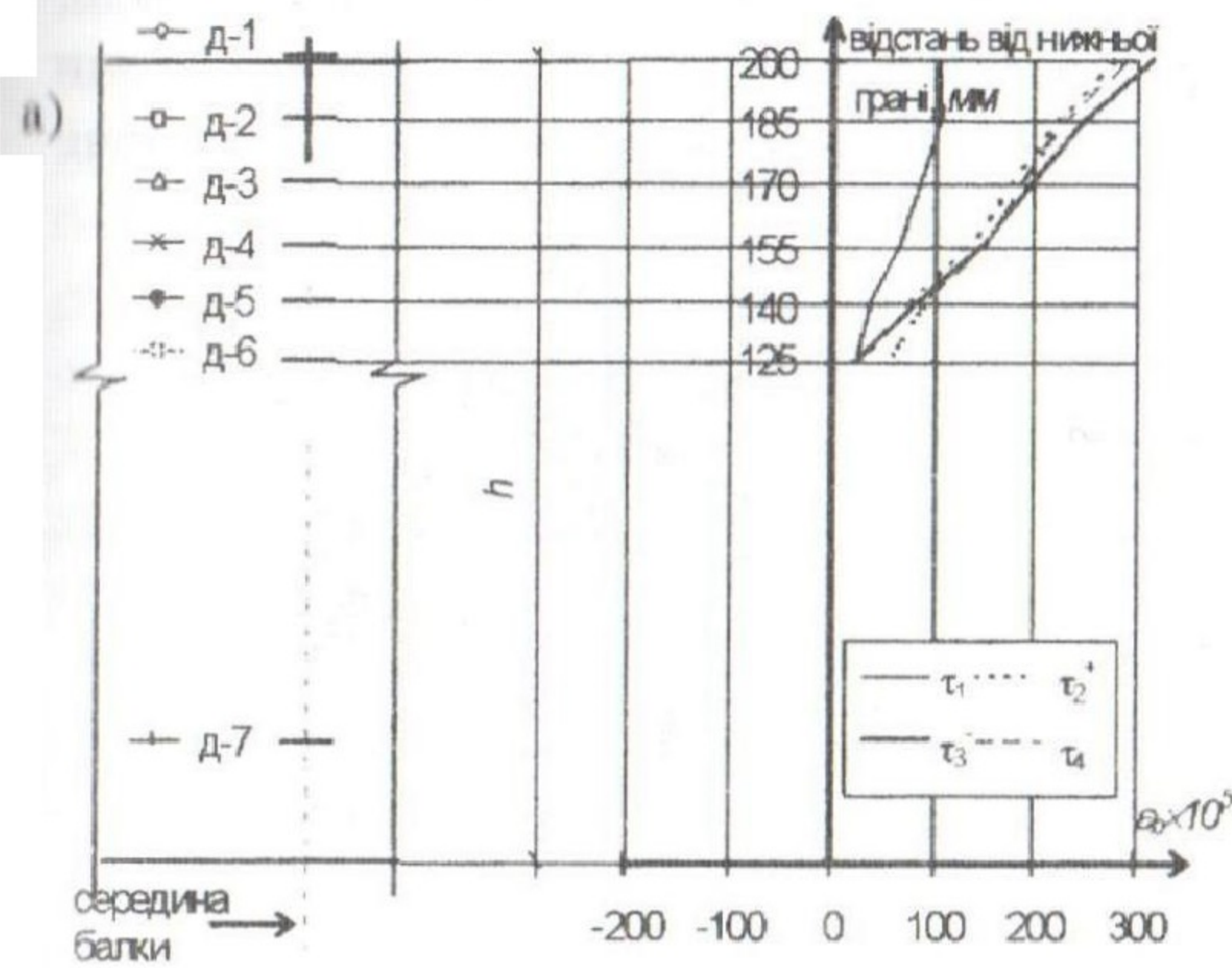


Рис. 2. Деформації бетону експериментальної балки другої серії: а) деформації по висоті балки; б) зміна відносних деформацій бетону стиснутої зони з часом.

піддавалася нетривалому навантаженню високого рівня ($\mu = 0,85$).

Аналізуючи дані, наведені на рисунку 2, можна відзначити, що у попередньо напружених конструкціях, в порівнянні зі звичайними, відносні деформації значно вищі та досягають величини $\epsilon_b = 315 \times 10^{-5}$. Під час довантаження крайні фібри бетону зазнали значних деформацій внаслідок чого проявилися пластичні властивості бетону

У випадку, коли додаткове короткочасне навантаження дослідних зразків першої серії має високий рівень для балок першої серії – $\mu = 0,8$ та $\mu = 0,9$ – для другої серії, в бетоні проявляються суттєві деформації. Конструкції (першої серії), які були завантажені експлуатаційним рівнем протягом 38 діб при спробі довантажити їх нетривалим навантаженням рівня $\mu = 0,9$ – зруйнувалися.

Попередньо напружені конструкції мають більш загальний напружено-деформований стан, оскільки в них крім напружень, що виникають від дії зовнішнього навантаження, мають місце напруження від дії попереднього напруження арматури. На рисунку 2 показана зміна деформованого стану попередньо напруженої балки другої серії, що

та виникли суттєві залишкові деформації 35-50%. Під час розвантаження дослідних балок до експлуатаційного рівня $\mu = 0,6$ крайні фібри бетону повністю або частково виключаються з роботи, при цьому центр мас епюри напружень бетону стиснутої зони наближався до нейтральної лінії, що в свою чергу зменшило плече внутрішньої пари сил Z_b .

Про деструкцію бетону свідчить те, що під час витримки під короткочасним навантаженням високого рівня ($\mu = 0,85$) в балці збільшувався час проходження через бетон стиснутої зони ультразвукових хвиль (рис. 3).

Одна із дослідних балок другої серії була короткочасно довантажена до рівня $\mu = 0,9$ і потім знову розвантажено до експлуатаційного ($\mu = 0,6$).

Характер деформування бетону стисненої зони під час навантаження для цієї балки аналогічні кривим деформування балок, що довантажувалися рівнем $\mu = 0,85$, однак деформації бетону при цьому спостерігались суттєво більші.

До довантаження, за період витримки під навантаженням експлуатаційного рівня, деформація крайньої фібри бетону досягнула значення $\varepsilon_b = 208 \times 10^{-5}$, під час витримки під навантаженням рівня $\mu = 0,9$ деформації значно зросли і склали $\varepsilon_b = 397 \times 10^{-5}$, тобто деформації вирости майже в два рази. Після розвантаження до експлуатаційного рівня деформації бетону залишилися значним $\varepsilon_b = 364 \times 10^{-5}$. Це свідчить про велику, як і при довантаженні до рівня $\mu = 0,85$, долю незворотних пластичних деформацій повзучості, зокрема для крайньої фібри бетону $(364 \times 10^{-5} - 208 \times 10^{-5}) / 208 \times 10^{-5} \times 100\% = 75\%$.

На підставі отриманих в ході проведення експериментів та їх аналізу можна зробити наступні висновки:

1. Недовготривале (4...5 діб) додаткове довантаження (як звичайних так і попередньо напружених залізобетонних балок з відсотками армування близькими до оптимальних) до рівнів $\mu = 0,7...0,85$ після тривалої витримки їх на при експлуатаційному навантаженні ($\mu = 0,6$) зменшує міцність нормальних перерізів на незначну величину (0,6-7,6%) в порівнянні з їх міцністю на початку експерименту. Це пояснюється тим, що у верхній частині бетону стиснутої зони

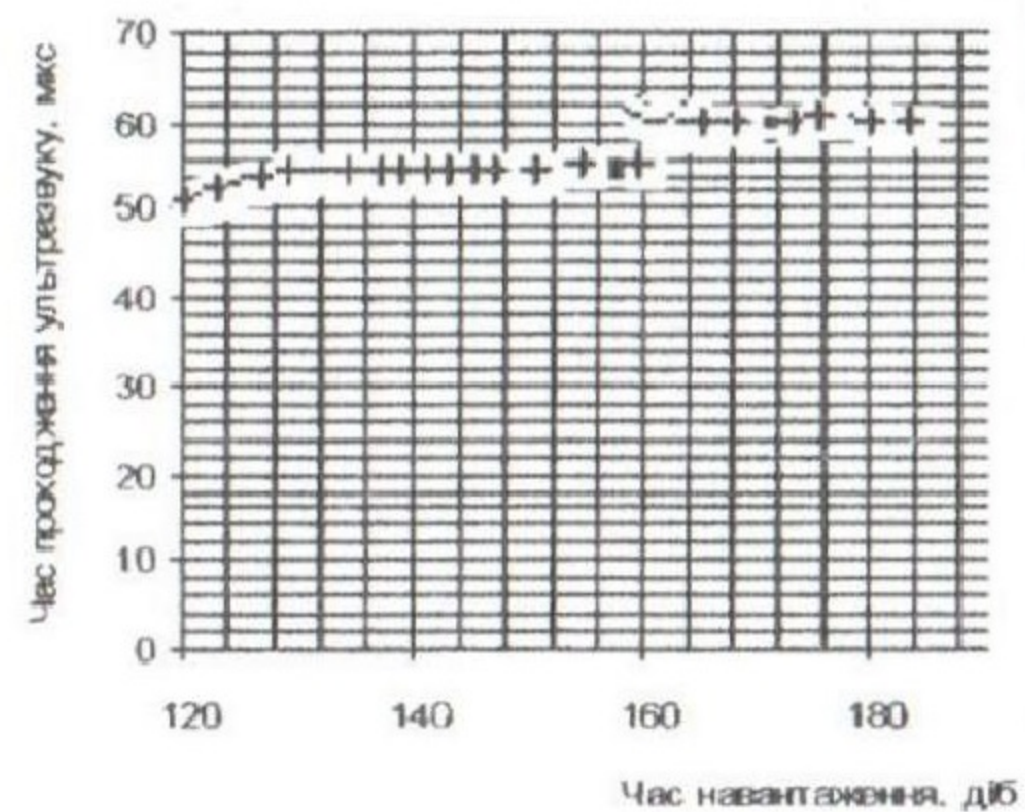


Рис. 3. Час проходження ультразвуку в стиснутій зоні бетону.

відбувається мікроруйнування бетону. Однак довантаження до рівня $\mu = 0,9$ є критичним, оскільки балки першої серії (звичайні) при спробі довантажити їх зруйнувались, а в попередньо напруженій залізобетонній балці другої серії проявилися характерні явища (суттєві деформації бетону стиснутої зони – до 400×10^{-5} ; значні прогини – більші ніж допустимі; суттєві тріщини), що свідчать про передруйнівний стан конструкції. Виходячи з цього, довантаження оптимально армованих елементів, що згинаються, які перед цим довгий час (до затухання деформацій) рівнем навантаження $\mu = 0,9$ не допускається, оскільки це призводить до переходу конструкції в третій (аварійний) технічний стан.

2. За рахунок повзучості бетону стиснутої зони при експлуатаційному навантаженні (постійному за величиною) відбувається збільшення висоти зони стиснутого бетону, а в момент довантаження – зменшення її.

3. Стан бетону стиснутої зони, до якого приводить нетривале довантаження до високого рівня, залишається незмінним після розвантаження до експлуатаційного рівня, що підтверджує графік залежності часу проходження ультразвуку (рис. 3) в бетоні стиснутої зони на відрізку $\tau_3 - \tau_4$. Це свідчить про незворотність деструктивних процесів у стиснутому бетоні.

Висновки з даного дослідження і перспективи подальшої роботи.

Нетривале довантаження високим рівнем (до $\mu = 0,85$) звичайних та попередньо напружених балок з оптимальними відсотками армування практично не впливає на один із головних показників експлуатаційної придатності – міцність. При цьому конструкції можуть нормально експлуатуватися. Перевищення цього рівня призводить до настання III (аварійного) технічного стану, тому недопустиме пі час експлуатації.

В подальшому слід визначити вплив довантаження на деформативність конструкцій.

Література.

1. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Мироненко В.О. Напружено-деформований стан поперечного перерізу залізобетонних елементів, що згинаються, при змінному режимі навантаження// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2000.- Вип. 5.- С. 122-129.
2. Клименко Є.В., Альхарірі В. Можливість використання теорії повзучості для описання роботи елементів з урахуванням передісторії завантаження// Тези доп. 47 наук. конф. проф., викл., наук. працівників, асп. та студ. ін-ту/ Полт. інж.-буд. ін-т.— Полтава, 1995.— ч. 3.— С. 12-13.