

М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша*

Державне підприємство "Укрдорінвест",

*Національний університет «Львівська політехніка»,

кафедра мостів і будівельної механіки

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКАМИ, ЗА БАГАТОРАЗОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

© Климпуш М.Д., Кваша В.Г., 2009

Наведено результати експериментального дослідження впливу багаторазових навантажень на напружено-деформований стан і деформативність залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиками CFRP.

In the paper are given the results of experimental research of influence of the multiple loadings on the stress-deformed state and deformability of reinforced-concrete beams, strengthened by CFRP.

Вступ. Постановка питання. Сучасні композитні матеріали на основі вуглецевих волокон CFRP у вигляді стрічок і полотен набувають розповсюдження у світовій будівельній практиці, зокрема для підсилення залізобетонних конструкцій різного призначення як додаткове зовнішнє армування, наклеєне синтетичними клеями до підсилюваних зон конструкцій [16; 17; 19; 20].

В Україні також були окремі спроби застосування цієї системи підсилення [4; 16; 18]. Але поширене її застосування стримується відсутністю достатньої кількості експериментальних досліджень та розробленої на їх основі нормативно-розрахункової бази, адаптованої до вітчизняних ДБН. Особливий інтерес являють експериментальні дослідження підсилених вуглепластиками залізобетонних балок на дію багаторазових навантажень, зокрема сумісної роботи вуглепластикових елементів підсилення з існуючим армуванням балки.

Мета роботи – експериментальне дослідження впливу багаторазових навантажень на зміну напружено-деформованого стану моделей залізобетонних балок, близьких до реальних балок покриттів одноповерхових промислових будинків [9] та великої номенклатури мостових балок [8; 15] зі специфічним армуванням у вигляді зварних каркасів з багаторядовим розташуванням поздовжньої робочої арматури без зазорів по висоті і значною кількістю відгинів на приопорних ділянках.

Програма досліджень. Конструкція експериментальних зразків. Відповідно до поставлених завдань програма досліджень передбачала випробування восьми моделей залізобетонних балок однакової конструкції, згрупованих за ступенем підсилення у три серії: I – непідсилені; II – підсилені наклеюванням однієї стрічки; III – підсилені наклеєними одна на одну двома стрічками. Для одержання вихідних експериментальних даних у кожній серії передбачали випробування однієї балки статичним навантаженням (БС – непідсилені; БПС – підсилені). Інші балки випробовували багаторазовим навантаженням (ББ – непідсилені; БПБ – підсилені).

Схема армування експериментальних моделей балок прийнята з умов моделювання реальних каркасів типових балок покриттів серії ПК01-05 та типових мостових балок за ТП вип. 56 і 56д. (рис. 1). Балки підсилювали наклеюванням композитних стрічок з вуглецевих волокон фірми Sika типу S512 завширшки 50 і завтовшки 1,2 мм. Для анкерування стрічок на приопорних ділянках використовували вуглецеве волокно Wrap, одним або декількома шарами якого обгортали ребро балки разом зі стрічками підсилення. Детально особливості конструкції експериментальних зразків та їх підсилення описані в [5; 6].

Фізико-механічні характеристики матеріалів визначали випробуваннями стандартних зразків бетону, арматури і стрічок. Кубова міцність бетону $R=41$ МПа, призмova – $R_b = 33$ МПа, міцність на осьовий розтяг – $R_{bt} = 2,76$ МПа, початковий модуль пружності $E_b = 3,044 \cdot 10^4$ МПа. Межа текучості арматури – $s_y = 441$ МПа; межа міцності – $\bar{s}_s = 563$ МПа; модуль пружності – $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа. Характер деформування стрічок пружний до руйнування. Межа міцності на розрив – $s_L = 2400 \dots 2840$ МПа, модуль пружності $E_L = 2 \cdot 10^5 \dots 2,02 \cdot 10^5$ МПа.

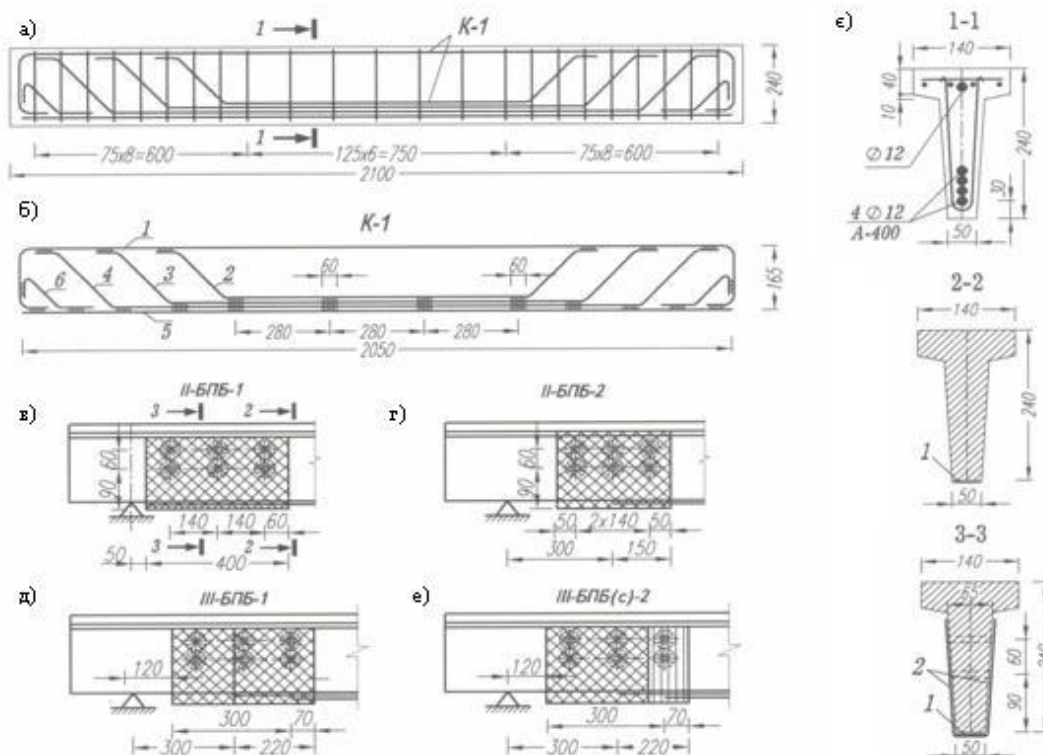


Рис. 1. Конструкція експериментальних зразків моделей залізобетонних балок: а – загальний вигляд; б – зварний арматурний каркас; в, г, д, е – деталі анкерування стрічок; є – поперечні перерізи балок; 1 – стрічки CFRP; 2 – полотно Wrap

Методика проведення випробувань. Випробування балок статичним і багаторазовим навантаженням проводили на універсальному гідравлічному пресі МУП-50 з пульсатором і заміненою нижньою траверсою для можливості розташування на ній моделей балок прольотом 180 см. Балки навантажували двома зосередженими силами, прикладеними симетрично на відстані 55 см від опор.

У процесі випробувань вимірювали основні характеристики напружено-деформованого стану в межах зони чистого згину: деформації бетону верхньої грані балки і на відстані 80 мм від верхньої грані, деформації верхнього і нижнього стрижнів поздовжньої арматури і деформації розтягу стрічок. Для вимірювань використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм, встановлені на базі 100...150 мм. Вертикальні переміщення балок вимірювали в середині прольоту і підсилювали індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм.

Під час випробувань балок багаторазовим навантаженням періодично, спочатку через 7...20 тис. циклів, а пізніше через 200...500 тис. циклів, проводили статичні випробування зі ступеневим навантаженням до максимуму циклу, за яких вимірювали деформації і прогини за описаною вище методикою статичних випробувань за збереження початкових нульових відліків, що дало змогу зафіксувати наростання деформацій і прогинів від першого циклу до втомного руйнування балок.

Аналіз зміни напружено-деформованого стану нормальних перерізів балок за багаторазових навантажень. У згинаних залізобетонних елементах, що працюють на багаторазові навантаження, загальною закономірністю деформування, виявленою в багатьох відомих

дослідженнях [2; 7; 12; 13; 14 та ін.], є розвиток непружних деформацій віброповзучості бетону і арматури, а для підсиленних балок і деформацій стрічки залежно від параметрів багаторазового навантаження ($\gamma = \frac{M}{M_u}$; $\rho_M = \frac{M_{min}}{M_{max}}$; M – згинальний момент від випробувального навантаження;

M_u – несуча здатність перерізу; M_{min} , M_{max} – мінімальний і максимальний згинальний момент циклу навантаження) і кількості циклів його прикладення, що є основним чинником впливу на зміну напружено-деформованого стану нормальних перерізів.

Для усіх випробовуваних балок, незалежно від кількості циклів навантаження, розподіл середніх деформацій бетону, арматури і стрічки по висоті перерізу близький до лінійного, тобто справджується закон плоских перерізів і його можна застосовувати в розрахунках. Крім того, середні деформації стиснутого бетону, арматури і стрічок розвиваються майже з однаковою інтенсивністю, хоча приріст деформацій бетону дещо більший, що супроводжується деяким збільшенням висоти стиснутої зони.

За дії багаторазових навантажень в підсиленних балках змінюється напружено-деформований стан арматури. Як показано у [4; 5; 6], за статичних навантажень стрічки підсилення справляють розвантажувальний вплив на арматуру, тобто за однакового навантаження в підсиленних балках порівняно з непідсиленними внаслідок передачі частини розтягуючого зусилля на стрічку напруження в існуючій арматурі зменшуються. У процесі багаторазового навантаження умови роботи арматури в згинаних елементах змінюються і істотно відрізняються від її роботи за статичного навантаження. Внаслідок незворотних пластичних деформацій, віброповзучості бетону стиснутої зони, розвитку тріщин, виключення з роботи розтягнутого бетону над ними, а інколи і часткової втрати зчеплення між бетоном розтягнутої зони і арматурою в робочій арматурі зі збільшенням кількості циклів навантаження накопичуються остаточні деформації. Це явище спостерігалось фактично у всіх експериментальних дослідженнях залізобетонних згинаних елементів за багаторазових навантажень [2; 3; 7; 12; 13; 14]. Наслідком його є збільшення напружень в арматурі стосовно початкових, яке залежить від параметрів багаторазового навантаження і кількості циклів його прикладення, а також зміна коефіцієнта асиметрії циклу

напружень в арматурі $r_s = \frac{S_{s,min}}{S_{s,max}}$ за постійного максимуму зовнішнього навантаження і

незмінного коефіцієнта його асиметрії. За певних умов кінцеві напруження можуть перевищувати межу витривалості арматури, що, своєю чергою, призведе до втомного руйнування балки.

Для прикладу розглянемо зміну напружено-деформованого стану в процесі багаторазових навантажень найбільш напруженого нижнього ряду арматури для непідсиленої балки I-ББ-1 і підсиленних балок II-БПБ-1, II-БПБ-2 і III-БПБ-1. З точки зору оцінки межі витривалості арматури зміну її напруженого стану потрібно розглядати для найнесприятливішого випадку, тобто в перерізі з тріщиною, але оскільки в цих дослідах окремо деформації арматури в тріщинах не вимірювали, зміну її напружено-деформованого стану оцінювали за середніми деформаціями за максимуму і мінімуму навантаження циклу і залежно від їх кількості. Під час такого аналізу потрібно брати до уваги, що в теорії деформацій залізобетону середні деформації арматури і деформації арматури в тріщині пов'язані залежністю $\epsilon_{s,m} = \Psi_s \epsilon_s$ ($\epsilon_{s,m}$, ϵ_s – середні деформації арматури і деформації в тріщині; Ψ_s – коефіцієнт нерівномірності деформацій в арматурі). Причому коефіцієнт Ψ_s має складний фізичний зміст, за даними численних дослідів [1; 2; 7; 10; 11; 12] залежить від багатьох чинників і залежно від навантаженості балки γ змінюється у широких межах: від 0,2...0,4 за низьких рівнів до 0,5...0,7 – за середніх і наближається до 1,0 за близьких до руйнівних. Отже, цей коефіцієнт матиме різні значення за максимуму і мінімуму навантаження циклу, що, своєю чергою, відіб'ється і на максимальних, і на мінімальних деформаціях арматури в перерізі з тріщиною:

$$e_{s,max} = \frac{e_{sm,max}}{Y_{s,max}}; e_{s,min} = \frac{e_{sm,min}}{Y_{s,min}}, \quad (1)$$

де $\varepsilon_{s,max}$; $\varepsilon_{s,min}$ – максимальні і мінімальні деформації арматури в перерізі з тріщиною; $\varepsilon_{sm,max}$ і $\varepsilon_{sm,min}$ – відповідно максимальні і мінімальні середні деформації арматури; $\Psi_{s,max}$ і $\Psi_{s,min}$ – коефіцієнт нерівномірності деформацій за максимуму і мінімуму навантаження циклу.

Отже коефіцієнт асиметрії циклу напружень в арматурі можна визначити як відношення відповідних деформацій арматури в тріщині, виражених через середні деформації, і коефіцієнти, що їм відповідають, $\Psi_{s,max}$ і $\Psi_{s,min}$:

$$\rho_s = \frac{\varepsilon_{s,min}}{\varepsilon_{s,max}} = \frac{\Psi_{s,max}}{\Psi_{s,min}} \cdot \frac{\varepsilon_{sm,min}}{\varepsilon_{sm,max}} = \Psi \cdot \frac{\varepsilon_{sm,min}}{\varepsilon_{sm,max}} \quad (2)$$

З наведеного зрозуміло, що під час аналізу напруженого стану арматури за середніми деформаціями достовірність визначення однієї з основних характеристик, яка визначає межу витривалості – коефіцієнт асиметрії ρ_s залежить від правильного визначення перехідного коефіцієнта ψ . Для невідсиленої балки за максимального рівня навантаження $\gamma=0,54$ його усереднене значення для орієнтовної оцінки ρ_s можна прийняти $\psi=0,6$. Для підсилених балок, зважаючи на позитивний вплив стрічок на зменшення різниці у величинах деформацій арматури в тріщинах і на ділянках між ними, що підтверджується даними виконаного аналізу розкиду деформацій в арматурі підсилених балок, значення цього коефіцієнта є значно більшим і для попередньої оцінки він може бути прийнятим $\psi=0,80...0,85$.

Порівняння середніх деформацій нижнього ряду арматури за максимуму (1) і мінімуму (2) навантаження для невідсиленої балки I-ББ-1, підсилених однією стрічкою, але навантажених різними рівнями максимуму навантаження II-БПБ-1 і II-БПБ-2, і підсиленої двома стрічками III-БПБ-1, показаних на графіках рис. 2, з яких бачимо, що за мінімуму навантаження середні деформації розвиваються менш інтенсивно, ніж за максимуму. Це, своєю чергою, призводить до зменшення поточного коефіцієнта асиметрії ρ_s порівняно з початковим за збільшення кількості циклів навантаження. Додатково ρ_s ще зменшується за рахунок коефіцієнта переходу до перерізу з тріщиною ψ . Загалом зменшення ρ_s в процесі багаторазових навантажень порівняно з ρ_m і початковим ρ_s (за першого навантаження до максимуму навантаження циклу) погіршує умови роботи арматури внаслідок збільшення амплітуди між максимумом $\sigma_{s,max}$ і мінімумом $\sigma_{s,min}$ напружень в арматурі і призводить до істотного зменшення межі її витривалості.

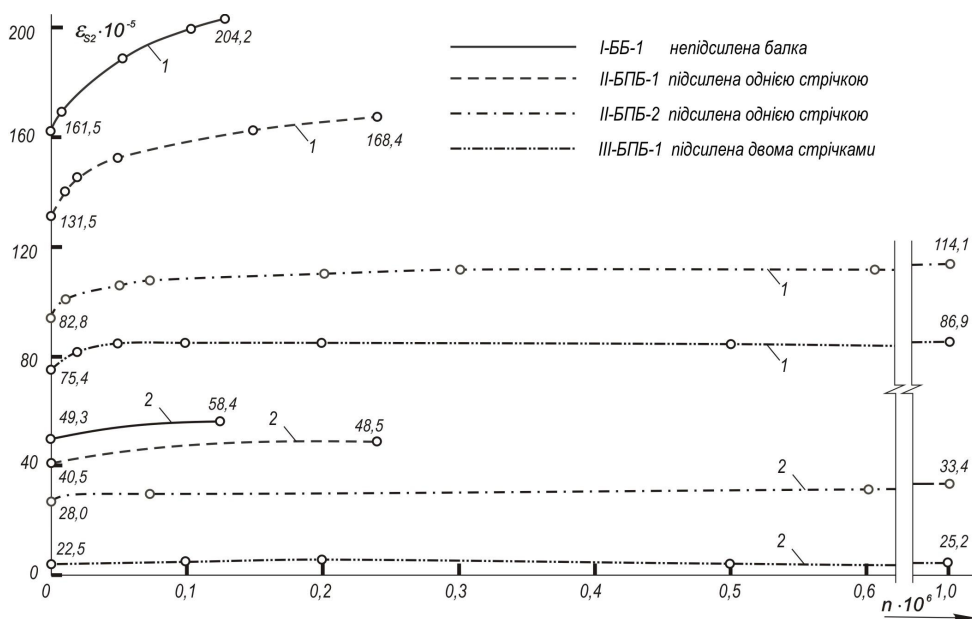


Рис. 2. Графіки середніх деформацій нижнього ряду арматури за максимуму (1) і мінімуму (2) багаторазового навантаження

Наведемо вирахувані за розглянутою методикою числові значення зміни коефіцієнта асиметрії ρ_s для означених вище непідсиленої і підсиленіх досліджуваних балок, випробуваних багаторазовим навантаженням за однакового для усіх чотирьох балок коефіцієнта асиметрії зовнішнього навантаження $\rho_M=0,33$.

Для непідсиленої балки початковий коефіцієнт асиметрії циклу напруження в арматурі (за 1-го статичного навантаження до максимуму навантаження циклу) становить $r_{s_0}=0,183$, що на 44,5 % менше від коефіцієнта асиметрії циклу навантаження ρ_M . Кінцевий коефіцієнт асиметрії $\rho_{s,n}$ (перед втомним руйнуванням) зменшився до $\rho_{s,n}=0,166$, що менше від ρ_M на 49,4 %. Зменшення $\rho_{s,n}$ стосовно r_{s_0} становить 9,3 %. У наведених даних про зміну ρ_s привертає увагу істотне його зменшення стосовно ρ_M , що, своєю чергою, призводить до значного зменшення межі витривалості арматури і водночас з наявністю концентраторів напружень у зварних швах між стрижнями є однією з основних причин малої межі витривалості непідсиленої балки і передчасного її втомного руйнування [3; 5].

Інакше проходила зміна коефіцієнта ρ_s у підсиленій балці II-БПБ-1, навантаженій таким самим навантаженням, що і непідсилена (максимум циклу $2F=70$ кН) і в підсиленіх балках II-БПБ-2, і III-БПБ-1, які також мали однаковий максимум навантаження $2F=50$ кН, але менший, ніж попередня. Перше, на що потрібно звернути увагу, це фактично однакові за прийнятої методики визначення як початкові, так і кінцеві коефіцієнти асиметрії r_{s_0} і $\rho_{s,n}$, незалежно від максимуму навантаження і кількості стрічок підсилення, початкові r_{s_0} відповідно для трьох розглядуваних балок становлять: 0,26; 0,27; 0,253 (середнє – 0,257), кінцеві: 0,243; 0,249; 0,252 (середнє 0,248). Різниця між середнім початковим r_{s_0} і ρ_M становить 22,1 %, а між початковим і кінцевим – лише 3,6 %. Тобто за середніх і низьких рівнів максимуму багаторазового навантаження коефіцієнт асиметрії циклу напружень в арматурі незалежно від кількості циклів навантаження змінюється мало. Другою важливою особливістю є те, що різниця між початковими коефіцієнтами асиметрії r_{s_0} і $\rho_{s,n}$ та коефіцієнтом асиметрії зовнішнього навантаження ρ_M є значно меншою, ніж для непідсиленої балки. Крім того, кінцевий коефіцієнт асиметрії $\rho_{s,n}$ підсиленіх балок майже в 1,5 раза (на 49,4 %) більший, ніж для непідсиленої. Наведене порівняння зміни коефіцієнтів асиметрії напружень в арматурі непідсиленої і підсиленіх балок в процесі багаторазових навантажень переконливо свідчить про значно кращі умови роботи арматури підсиленіх балок на витривалість і більшу її втомну міцність. Тому підсилені балки і відпрацювали значно більшу кількість циклів багаторазових навантажень до втомного руйнування [5].

Аналіз зміни похідних характеристик напружено-деформованого стану нормальних перерізів досліджених балок за багаторазових навантажень. У розрахунках витривалості, деформацій і розкриття тріщин залізобетонних згинаних елементів за багаторазових навантажень використовують ті самі похідні характеристики напружено-деформованого стану нормальних перерізів, що і за статичних навантажень: середню висоту x_m і відносну середню висоту стиснутої зони x_m , кривину зігнутої осі балки $1/r_m$ і жорсткість перерізів B_m по довжині балки. Фактично в усіх відомих експериментальних дослідженнях залізобетонних згинаних елементів на дію багаторазових навантажень [2; 7; 12; 13; 14 та ін.] виявлено, що в процесі їх прикладання ці характеристики змінюються порівняно з початковими за першого навантаження до максимуму навантаження циклу, переважно внаслідок накопичення деформацій віброповзучості бетону стиснутої зони, збільшення деформацій арматури і розкриття тріщин. З точки зору розрахунку залізобетонних згинаних елементів на багаторазові навантаження найбільший інтерес являють кінцеві величини похідних характеристик напружено-деформованого стану, тобто перед втомним

руйнуванням (за обмеженої межі витривалості), або після прикладення базової кількості багаторазових навантажень $2 \cdot 10^6$ циклів.

Як і за статичних навантажень, висоту стиснутої зони в процесі багаторазових навантажень визначали за середніми деформаціями бетону, верхнього і нижнього рядів арматури і стрічок підсилення. Кінцево приймали усереднені значення. Кривину зігнутої осі і жорсткість перерізів балки також визначали двома способами – за деформаціями бетону, арматури і стрічки і за прогинами всередині прольоту і під силами. Одержані двома способами кривини і жорсткості близько збігалися між собою.

Графіки зміни середньої відносної (ζ_m) висоти стиснутої зони для випробуваних багаторазовим навантаженням балок залежно від кількості циклів його прикладення показані на рис. 3. На усіх графіках прослідковується одна закономірність – збільшення порівняно з початковою висотою і відносної висоти стиснутої зони зі збільшенням кількості циклів багаторазового навантаження, найінтенсивніше в початковий період до прикладення 50...70 тис. циклів. У подальшому збільшення висоти стиснутої зони є незначне.

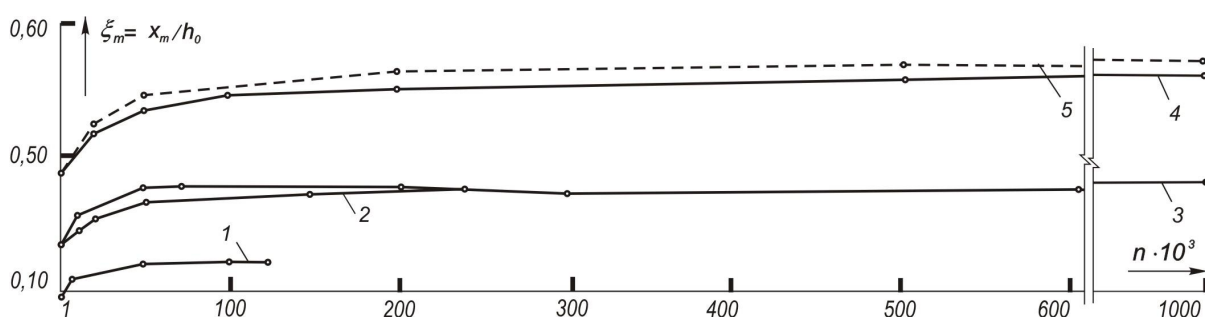


Рис. 3. Графіки зміни відносної середньої висоти стиснутої зони для випробуваних багаторазовим навантаженням балок: 1 – I-ББ-1; 2 – II-БПБ-1; 3 – II-БПБ-2; 4 – III-БПБ-1; 5 – III-БПБ-2

Для балок зі значними відсотками армування це пояснюється переважаючим впливом на висоту стиснутої зони приросту деформацій віброповзучості бетону стиснутої зони за порівняно незначного приросту деформацій арматури. Аналогічно можна пояснити збільшення висоти стиснутої зони і в цих дослідях.

Найменший приріст висоти стиснутої зони за проміжок прикладення багаторазових навантажень до втомного руйнування лише 6,1 % мала невідсиленна балка I-ББ-1, для якої зміна висоти стиснутої зони проходила як за рахунок наростання деформацій віброповзучості, так і деформацій в арматурі, яка за відсутності підсилення працювала з найвищими напруженнями. Збільшення висоти стиснутої зони балки II-БПБ-1, підсиленої однією стрічкою, за тієї ж, що і попередня, величини максимуму багаторазового навантаження $2F=70$ кН перед втомним руйнуванням становило 9,4 %. Аналогічна закономірність спостерігалась і в двох наступних балках II-БПБ-2 і III-БПБ-1, підсилені відповідно однією і двома стрічками за однакового максимуму багаторазового навантаження $2F=50$ кН. Після відпрацювання $1 \cdot 10^6$ циклів перед втомним руйнуванням збільшення висоти стиснутої зони цих балок становило 9,9 і 13,5 %. Найбільше збільшення стиснутої зони після $2 \cdot 10^6$ циклів навантаження – 16,3 % мала балка III-БПБ-2, незважаючи на найнижчий рівень її навантаження $2F=40$ кН.

Така закономірність збільшення висоти стиснутої зони відображає додатний вплив стрічок підсилення на зменшення напружень, а відповідно і деформацій в розтягнутій арматурі. Тому для підсилених балок більш інтенсивний приріст висоти стиснутої зони проходить передусім за рахунок деформацій віброповзучості бетону стиснутої зони за значно меншого наростання деформацій арматури внаслідок її сумісної роботи зі стрічками підсилення, які сприймають на себе частину розтягуючого зусилля, розвантажуючи арматуру.

Зазначимо також, що аналогічно, як і за статичних навантажень, за багаторазових більшу висоту стиснутої зони мають підсилені балки порівняно з непідсиленими. Наприклад, перед втомним руйнуванням середня висота стиснутої зони непідсиленої балки становить 8,24 см, а підсиленої при тому самому максимумі навантаження також перед втомним руйнуванням – 9,47 см, тобто є більшою на 12,5 %. Середня висота стиснутої зони залежить також і від кількості стрічок підсилення. Так, за однакового максимуму навантаження $2F=50$ кН балка II-БПБ-2, підсилена однією стрічкою, перед втомним руйнуванням мала $x_m=9,51$ см, а балка III-БПБ-1, підсилена двома стрічками, – 11,06 см, тобто різниця між ними становить 16,3 %. Виявлений у дослідах вплив стрічок підсилення на зміну середньої висоти стиснутої зони у процесі багаторазових навантажень необхідно враховувати під час розроблення методики розрахунку витривалості і деформацій підсилених балок за багаторазових навантажень.

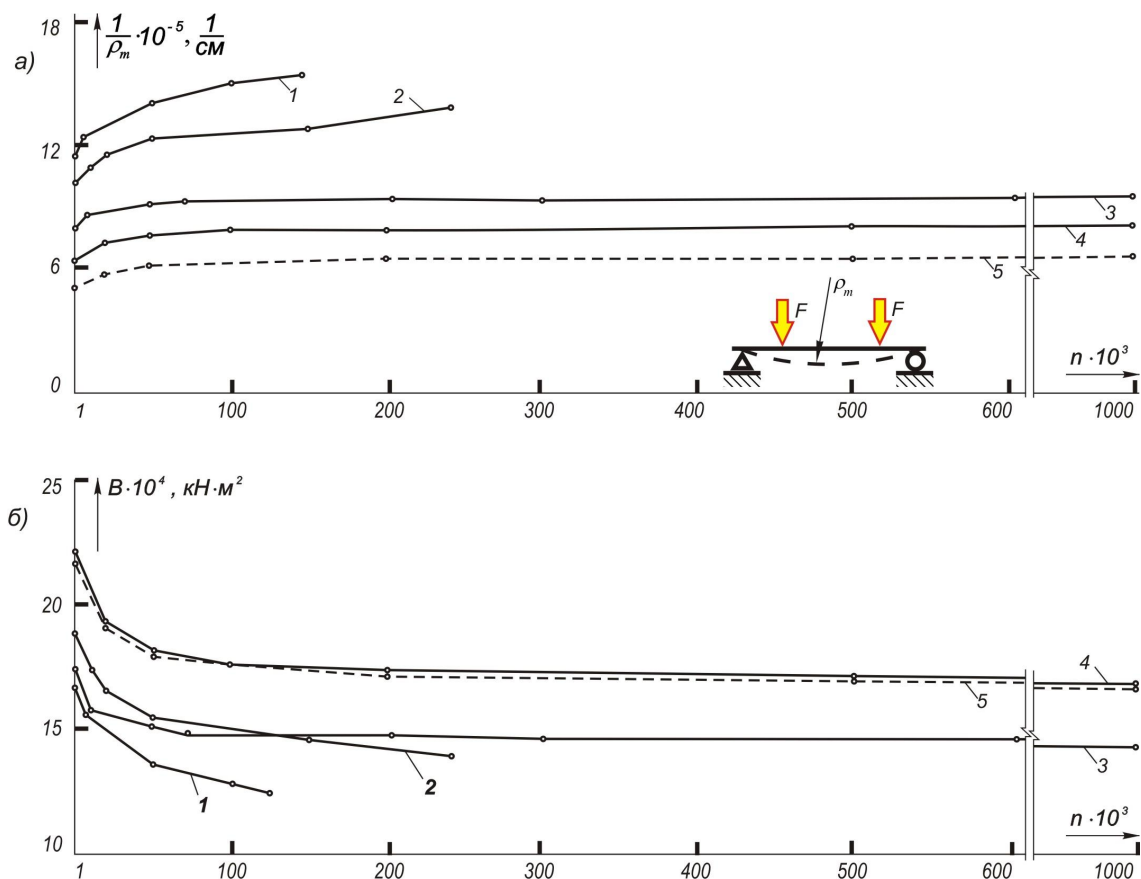


Рис. 4. Графіки зміни середньої кривини (а) і жорсткості (б) випробуваних багаторазовим навантаженням балок: 1 – I-ББ-1; 2 – II-БПБ-1; 3 – II-БПБ-2; 4 – III-БПБ-1; 5 – III-БПБ-2

Багаторазові навантаження вплинули також і на зміну порівняно з початковими основних деформативних характеристик непідсиленої і підсиленої балок – середньої кривини і жорсткості перерізів у зоні чистого згину (рис. 4). Усі графіки мають спільну закономірність зміни характеристик деформативності – збільшення у процесі багаторазових навантажень середньої кривини і відповідно до цього зменшення жорсткості. Причому характер зміни аналогічний, як і для інших досліджуваних параметрів (деформацій і висоти стиснутої зони): найінтенсивніше збільшення кривини і відповідне зменшення жорсткості відбувається протягом прикладення перших 50...70 тис. циклів багаторазових навантажень. У наступний період навантажень і до втомного руйнування або досягнення базової кількості циклів $2 \cdot 10^6$ зміна кривини і жорсткості носить затухаючий характер, а кількісно їх величини залежать від максимального рівня циклу навантаження. Найбільшу як початкову, так і після багаторазових навантажень кривину і

відповідно найменшу жорсткість має непідсилена балка I-ББ-1 (1) (рис. 4). Від початку випробувань багаторазовим навантаженням до останнього заміру перед втомним руйнуванням за $n=124,8$ тис. циклів кривина цієї балки збільшилась, а жорсткість відповідно зменшилась на 32,6 %. У підсиленій балці II-БПБ-1, (2) (рис. 4), навантаженій тим самим рівнем максимуму, що і непідсилена $2F=70$ кН, після прикладення тієї самої кількості циклів навантаження $n=124,8$ тис. збільшення кривини і відповідне їй зменшення жорсткості було меншим і становило 24,6 %, а загальна зміна цих характеристик за останнього заміру перед втомним руйнуванням ($n=240$ тис. циклів) знаходилась в межах 33,4 %. Кривина балки III-БПБ-1 (4), підсиленої двома стрічками, менша, а жорсткість відповідно більша від кривини і жорсткості балки II-БПБ-2, підсиленої однією стрічкою, лише на 14,9 %, тобто вплив кількості стрічок підсилення на зменшення кривини і збільшення жорсткості порівняно незначний.

Кривина балки III-БПБ-2 (5) (рис. 4), навантаженої найменшим рівнем максимуму циклу, після прикладення базової кількості циклів навантаження $2F=40$ кН збільшилась, а жорсткість зменшилась в 1,36 раза, тобто доволі істотно, незважаючи на загальний, порівняно низький рівень навантаженості цієї балки.

Наступні дві балки, підсилені однією II-БПБ-2 (3) і двома III-БПБ-1 (4) (рис. 4) стрічками, за однакового максимуму навантаження циклу $2F=50$ кН мали такі кількісні показники зміни кривини і жорсткості: після прикладення 1,0 млн. циклів навантаження кривина цих балок збільшилась, а жорсткість зменшилась відповідно в 1,19 і 1,27 раза за однакових рівнів навантаження.

Загалом проведені порівняльні випробування непідсиленої і підсиленних балок багаторазовими навантаженнями виявили істотні порівняно з початковим (за 1-го навантаження) зміни їхнього напружено-деформованого стану і, зокрема, основних деформативних характеристик – кривини і жорсткості, які істотно впливають на прогини і повинні бути враховані під час розробки методики їх розрахунку.

Висновки: 1. Розподіл середніх деформацій бетону, арматури, стрічок підсилення за багаторазових навантажень по висоті перерізу до рівнів навантаження 0,85...0,9 від руйнівного близький до лінійного, що свідчить про справедливість гіпотези плоских перерізів і правомірність її використання в розрахунках.

2. Більша витривалість підсиленних балок зумовлена кращими умовами роботи арматури на витривалість і її більшою втомною міцністю внаслідок значно більшого, ніж у непідсиленних балок, коефіцієнта асиметрії циклу напружень в арматурі ρ_s , яка працює разом зі стрічками підсилення.

3. Багаторазові навантаження істотно впливають на зміну основних характеристик напружено-деформованого стану підсиленних балок – висоту стиснутої зони, кривину і жорсткість, що необхідно враховувати під час розробки методики їх розрахунку.

1. Акуленко М.М. Экспериментальное определение коэффициентов Y_a и Y_b при изгибе в условиях несвободных деформаций // Сб. "Строительные конструкции". – Вып. XIX. – К.: Будівельник, 1972. – С. 3–8. 2. Кваша В.Г. Эффективные системы розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів / Автореферат дис... д.т.н. – К., 2002. – 33 с. 3. Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д. Аналіз експлуатаційного стану, довговічності і надійності за умов витривалості мостових балок існуючих мостів // Зб. "Будівельні конструкції". – Вып.50. – К., 1999. – С. 482–488. 4. Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д., Рачкевич В.С., Панченко О.В. Підсилення при реконструкції залізобетонної прольотної будови автодорожнього моста приклеєними вуглепластиками // Зб. "Будівельні конструкції". – Вып. 59, книга 2. – К.: НДІБК, 2003. – С.164–171. 5. Климпуш М.Д., Кваша В.Г. Дослідження міцності і витривалості залізобетонних балок, підсиленних вуглецевими стрічками CFRP // Вісник "Архітектура і сільськогосподарське будівництво". – Львів: ЛДАУ, 2007. – №8. – С. 192–205. 6.

Климпуш М.Д., Кваша В.Г. Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсилені накладними вуглецевими композитами // Зб. "Будівельні конструкції". – К.: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 169–182. 7. Курылло А.С., Кваша В.Г., Левчик В.В. Исследование прогибов изгибаемых железобетонных элементов при многократно повторяющихся нагрузках // Вестник Львовского политехн. ин-та "Вопросы современного строительства". 1973. – №80. – С.3–10. 8. Матаров И.А., Смирнова Л.С., Шилина А.П. Сборные железобетонные мосты с многорядной сварной арматурой. – М.: Автотрансиздат, 1989. – 186 с. 9. Мизернюк Б.Н. К вопросу усиления железобетонных балок серии ПК 01-05 и определению необходимости и способов их усиления // Промышленное строительство. – М., 1963. – №2. 10. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М.: Машистройиздат, 1950. – 268 с. 11. Рокач В.С. К расчету деформаций железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. – М., 1972. – № 8. – С.35–38. 12. Самбор Ю.В. Особенности развития деформаций (прогибов) железобетонных балок при действии многократно повторяющихся нагрузок // Сб. "Строительные конструкции". – К.: Будівельник, 1971. – Вип. XV. – С. 122–133. 13. Селюков В.М. Экспериментальная проверка и доработка существующих методов расчёта изгибаемых железобетонных элементов на выносливость / Автореф. дисс. ... к.т.н. – М., 1965. – 23 с. 14. Скатынский В.И., Критов В.А. К исследованию выносливости железобетонных балок // Сб. "Строительные конструкции". – К.: Будівельник, 1971. – Вип. XV. – С. 115–212. 15. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. – Вип. 56: Пролётные строения железобетонные сборные с каркасной арматурой периодического профиля. – М.: Стройиздат, 1958. – 56 с. 16. Хаяутин Ю.Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций // Бетон и железобетон. – М., 2002. – № 6. – С. 17–20; 2003. – № 1. – С. 25–29. 17. Шевчик А. Новые материалы фирмы Sika для усиления дорожных мостовых объектов // Сб. "Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов". – Минск, 1998. – С.278–284. 18. Шокарев В.С., Трегуб А.С., Науменко В.П., Горновесова Т.Г., Шевчик А. Підсилення конструкцій вуглепластиками // Зб. "Будівельні конструкції". – Кн. 2, Вип. 59. – К.: НДІБК, 2003. – С. 250–260. 19. Deuring M. CFK-Lamellen in Bauweisen. Verstärkungren Tragewerken aus Beton // Schweizer Ingenieur und Architekt.- 1994. – N26. 20. Radomski W., Trochymczak W. Przykłady zastosowań materiałów kompozytowych do budowy i modernizacji mostów // Konferencja naukowo-techniczna "Mosty Zespolone". – Krakow, 1998. – S. 291–301.