

ЗМІЦНЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТОВИХ БАЛОК КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ

© Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д., 2006

Описано результати експериментальних досліджень зміцнених композитами моделей і натурних мостових балок, а також досвід реконструкції першого на Україні моста з використанням композитних матеріалів.

Results of experimental researches of models and the natural bridge beams, strengthened with composites, and also experience of reconstruction of the first bridge in Ukraine with use of CFRP are described.

Вступ

Під час підсилення будівельних конструкцій різного призначення у світовій практиці все частіше використовують композитні матеріали. Найчастіше – це згинані залізобетонні елементи, зокрема прольотних будов мостів. Показово, що першим реальним об'єктом, підсиленим приклеюванням зовнішньої композитної арматури, був міст через р. Ібах у Швейцарії [1].

Властивості композитних матеріалів досить прийнятні для мостових споруд: висока корозійна стійкість; дуже висока міцність на розтяг (на порядок вище від металевих стрічок), мала вага; простота використання; незначні трудозатрати; швидке і нескладне виконання робіт; можливість виконання робіт без капітальних рихтувань (наприклад, за значної висоти моста можна використати автопідйомники з люлькою); значна довжина (відсутність стиків); дуже висока втомна міцність; з'єднання стрічки з підсилюваним елементом лише за допомогою клею.

Попередні [2, 5] та наступні [3, 4, 6, 7] експериментальні дослідження згинаних залізобетонних елементів, зміцнених наклеюванням композитів, дали змогу виявити певні закономірності їх роботи за різних умов навантаження і виробити відповідні критерії щодо правил проектування. Проте вони далеко не повною мірою відображають специфіку складного напружено-деформованого стану, а також особливості конструкцій, які потрібно підсилювати. Насамперед це стосується залізобетонних балок прольотних будов мостів за ТП вип. 56 і ТП вип. 56д, масово зведених у другій половині ХХ ст. на Україні. Найближчим часом вони не можуть бути замінені і потребують підсилення у зв'язку з фізичним зношенням і необхідністю розширення і збільшення ширини проїзної частини та вантажопідйомності.

Основною особливістю балок за типовим проектом вип. 56 і вип. 56д є наявність у вузькому ребрі значної кількості поздовжньої арматури, розміщеної в декілька рядів без зазорів по висоті і з'єднаної між собою дискретними зварними швами. Наявність зварних швів спричиняє значну концентрацію напружень, особливо небезпечних за дії динамічних і повторних навантажень, характерних для мостових конструкцій.

З огляду на широке розповсюдження мостових балок зазначеного типу, особливості їх конструкції і відсутність в Україні нормативної бази з проектування підсилення конструкцій з приклеюванням зовнішніх елементів, були проведені комплексні експериментальні дослідження моделей балок і порівняльні випробування натурних мостових балок, що дало змогу запроєктувати і виконати підсилення першого в Україні моста з використанням композитних матеріалів [8, 9, 10]. Основні результати цих досліджень і досвід впровадження подано нижче.

1. Дослідження моделей балок на дію статичних та багаторазових навантажень

1.1. Конструкція дослідних зразків

Дослідні зразки за вихідною конструкцією (в процесі виготовлення) були однаковими, але відрізнялися мірою підсилення. Вони, як фізичні моделі натурних мостових балок за ТП вип. 56, прийняті у вигляді залізобетонних елементів таврового перерізу, конструкція яких відображає особливості армування натурних балок прольотних будов (рис. 1).

Як поздовжню робочу арматуру прийнято зварний пакет з 4-х стрижнів діаметром 12 мм класу А-400С (за ДСТУ 3760-97), які мають багаторядне розташування. Висота катета зварних швів, їх довжина і розташування також прийняті з умов моделювання (рис. 1, б).

Виготовляли дослідні зразки одночасно в касетній металевій опалубці. За проектної міцності бетону В30 (М400) кубова фактична міцність у 28-денному віці становила 41–44 МПа, призма – 31,5–35,0 МПа, модуль пружності $E_c=318 \times 10^3$ МПа. Випробування арматурних стрижнів класу А400С на розтяг дали такі показники: межа текучості – 441 МПа, тимчасовий опір – 563 МПа, відносне видовження – 17,3 %.

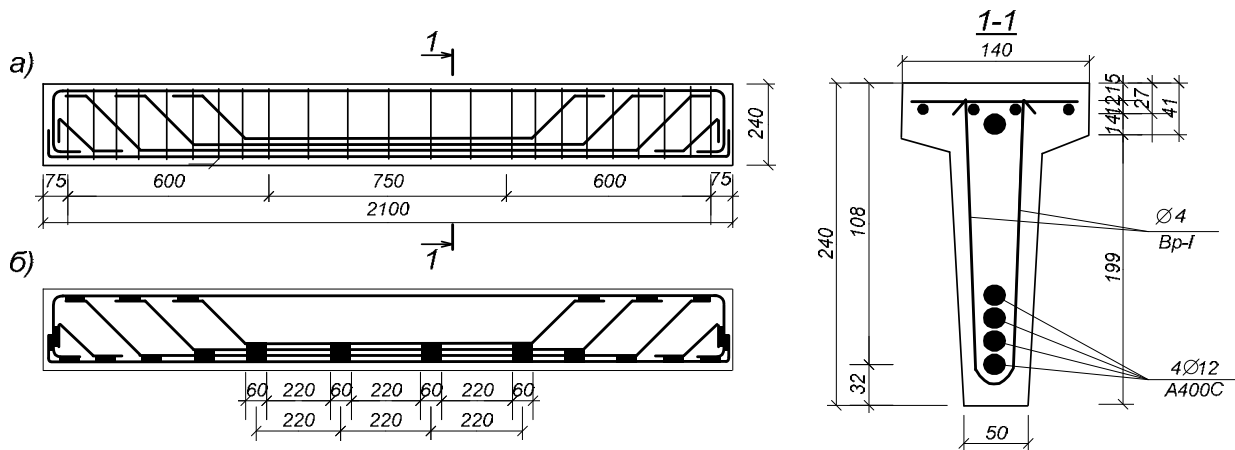


Рис. 1. Конструкція дослідних балок (а) і зварного арматурного каркаса (б) з чотирирядним розташуванням поздовжньої арматури

Всього було виготовлено вісім дослідних балок, дві з яких були випробувані непідсиленими (на статичні і багаторазові навантаження), інші шість – підсилені однією або двома стрічками з різною довжиною та способом анкерування на кінцевих ділянках. Загальна характеристика непідсилених і підсилених балок подана в табл. 1 і проілюстрована рис. 2. За мірою зміцнення стрічками дослідні балки розподілено на три серії: I – непідсилені; II – підсилені однією стрічкою; III – підсилені двома стрічками. В маркуванні балок Б прийнято також такі позначення: С – балки, випробувані статичним навантаженням; Б – балки, випробувані багаторазовим навантаженням; П – підсилені балки; 1, 2 – порядкові номери балок одного типу (маркування).

Підсилення дослідних зразків проводили через 4–8 місяців після виготовлення. Для підсилення всіх балок використали композитні стрічки однакового типу CarboDur завширшки 50 мм і завтовшки 1,2 мм та тканину Wrap. Фізико-механічні характеристики стрічки CarboDur, визначені шляхом випробування на розтяг, відповідали її нормованим характеристикам: міцність на осьовий розтяг $\sigma_s \approx 3200$ МПа, модуль пружності $E \approx 2 \times 10^5$ МПа. Наклеювання композитних стрічок і тканин проводили згідно з технологічними нормативами фірми Sika з використанням високоміцних клеїв марок CFK SikaDur 30 і CFK SikaDur 330.

Конструкція підсилення дослідних зразків була різною. Балка II-БПС-1 підсилена майже на всю довжину прольоту однією стрічкою, яка не доведена до опор лише на 50 мм (рис. 2, а). Балку II-БПБ-1 підсилили однією стрічкою, обірваною на відстані 300 мм від опор, і на кінцевих ділянках додатково заанкерили полотнами Wгар завширшки 15 см, які охоплювали знизу стрічку і приклеювали на бокові грані ребра на висоту 13 см (рис. 2, б). Під час підсилення балки II-БПБ-2 було використано одну стрічку майже на всю довжину прольоту, яку додатково анкерували двома шарами полотна завширшки 40 см на всю висоту ребра балки (рис. 2, в). Два шари полотна на всю висоту ребра також було використано під час підсилення балки II-БПБ-3, але на відміну від попередньої балки ширина їх була меншою (30 см) і полотно лише половиною ширини охоплювало стрічку (рис. 2, з).

Таблиця 1

Загальна характеристика дослідних балок

№ з/п	Серія	Умовне позначення (марка)	Характер навантаження	Додаткове анкерування	Примітки
1	I – непідсилені	I-БС-1	Статичне		
2		I-ББ-1	Багаторазове		
3	II – підсилені однією стрічкою	II-БПС-1	Статичне	Без додаткового анкерування	Рис. 2, а
4		II-БПС-2	Статичне	Одна тканина Wгар і стрижень з обмотаними шарами Sika Wгар	Рис. 2, б
5		II-БПБ-1	Багаторазове	Дві тканини Wгар і стрижень з обмотаними шарами Sika Wгар	Рис. 2, в
6		II-БПБ-2	Багаторазове	Дві тканини Wгар і стрижень з обмотаними шарами Sika Wгар	Рис. 2, г
7	III – підсилені двома стрічками	III-БПБ-1	Багаторазове	Одна і дві тканини Wгар і стрижень з обмотаними шарами Sika Wгар	Рис. 2, д
8		III-БПБ-2 III-БПС-2	Багаторазове і статичне після 2×10^6 циклів	Одна і дві тканини Wгар і стрижень з обмотаними шарами Sika Wгар	Рис. 2, в

Конструкція підсилення балок III серії відрізнялася насамперед тим, що під час їх підсилення до нижньої грані ребра приклеювали дві стрічки: спочатку довшу завдовжки 1,2 м, на яку накладали коротшу завдовжки 0,9 м. З неповним накладанням приклеювали також і полотно Wгар, але ділянки з подвійним шаром полотна у балках III серії були різними: у балці III-БПБ-1 ділянка подвійних шарів полотна охоплювала кінці обох стрічок, а у балці III-БПБ-2 – лише довшої стрічки.

Враховуючи результати попередніх випробувань, під час підсилення балок II-БПБ-1, II-БПБ-2, III-БПБ-1 і III-БПБ-2 для забезпечення надійнішого анкерування просвердлено по 6 отворів, крізь які були пропущені металеві круглі стрижні Ø8 мм з обмотаними двома шарами полотна Wгар, які виступали за грань ребра балки на 6 см. Поперечні (неробочі) нитки тканини розрізали, її частини, що виступали, розводили і приклеювали до бокових поверхонь ребра з кожного боку, після чого наклеювали додатковий шар Wгар (рис. 2, в, з, д, е).

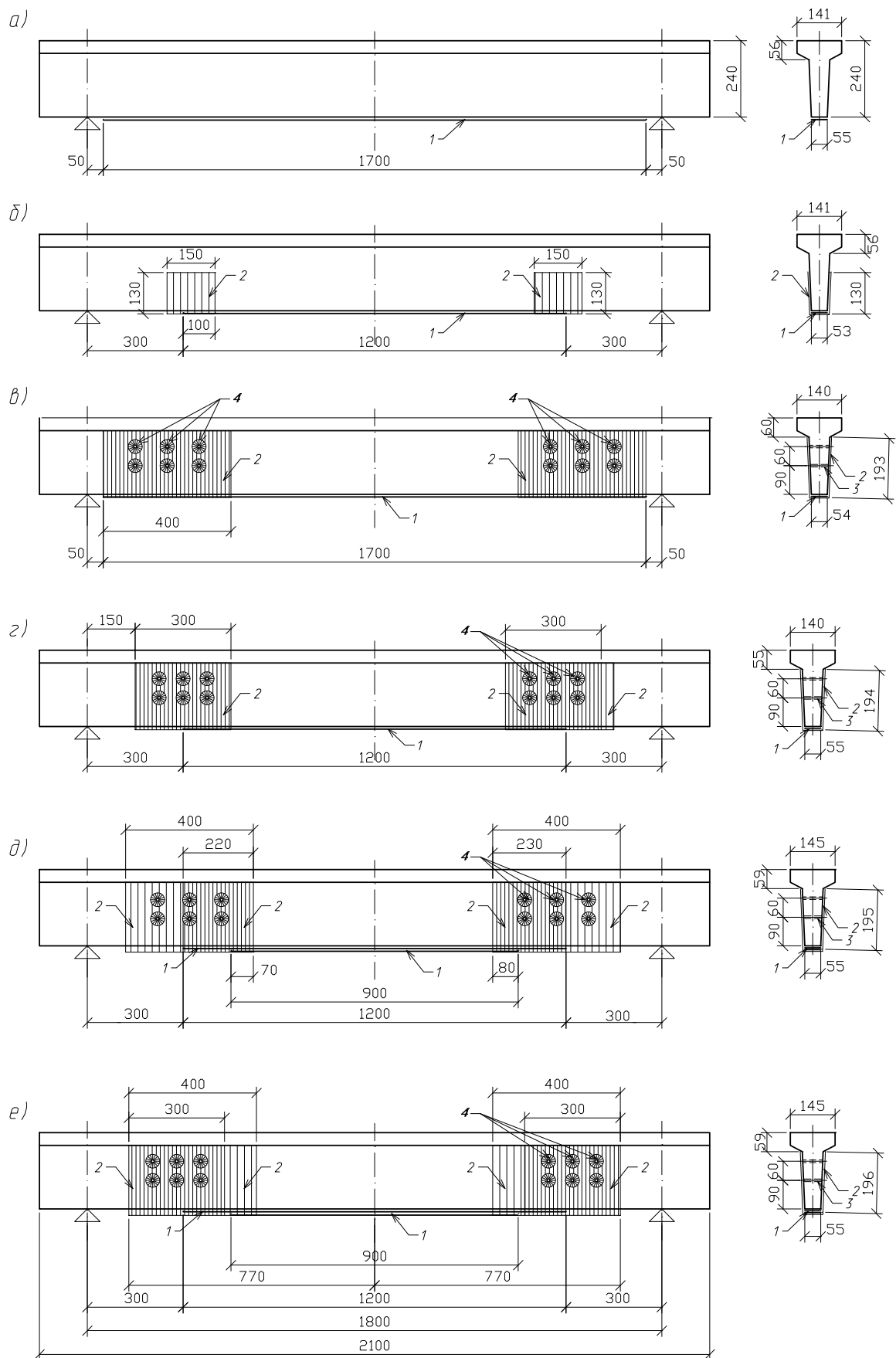


Рис. 2. Конструкція підсилення моделей балок марок II-БПС-1 (а), II-БПС-2 (б), II-БПБ-1 (в), II-БПБ-2 (г), III-БПБ-1 (д), III-БПП-2 (е): 1 – стрічка CarboDur; 2 – полотно Wrap; 3 – металеві стрижні з двома шарами полотна Wrap; 4 – розетки з полотна Wrap

1.2. Методика випробувань

Випробування балок як статичним, так і багаторазовим навантаженням, проводили на гідравлічному пресі МУП-50 з переобладнаною опорною траверсою. Вільно оперті дослідні взірці завантажували симетрично двома зосередженими силами F на відстані 55 см від опор при прольоті 180 см з загальним навантаженням $2F$ (рис. 3). Для вимірювання деформацій арматури, бетону, стрічки і деформацій зсуву стрічки стосовно поверхні бетону використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм. Вертикальні переміщення балки вимірювали індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Для вимірювання деформацій арматури до верхнього і нижнього стрижнів каркаса під час виготовлення були приварені металеві коротуни, до яких на різьбі кріпили тримачі індикаторів.

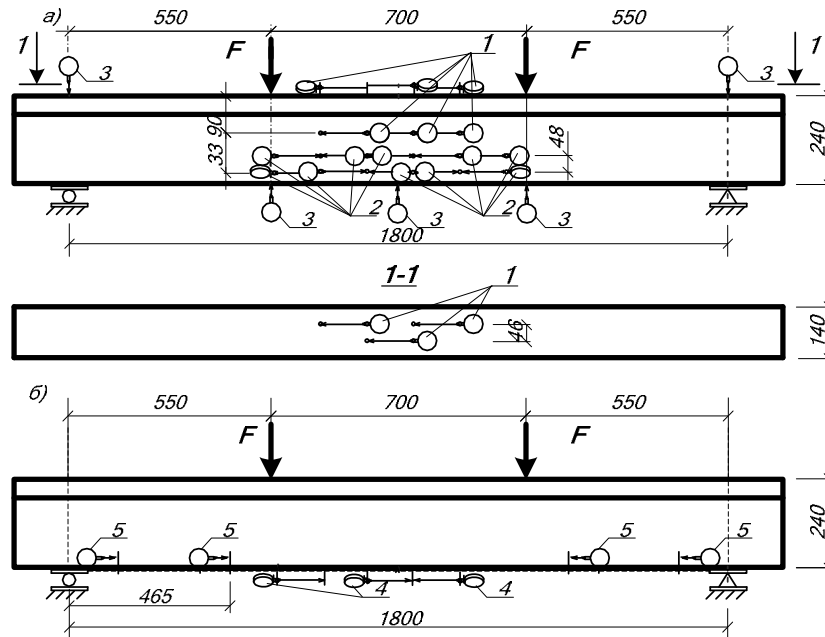


Рис. 3. Схеми розміщення приладів в непідсиленій (а) і додаткових приладів в підсиленій (б) балках для вимірювання: 1, 2 – деформацій бетону і арматури; 3 – вертикальних переміщень; 4 – деформацій стрічки підсилення; 5 – деформацій зсуву стрічки щодо бетону балки

Одна непідсилена (I-БС-1) і дві підсилені (II-БПС-1 і II-БПС-2) балки були випробувані статичним, поетапно збільшуваним навантаженням до руйнування. Усі решта п'ять балок після статичного, до певного рівня, завантаження випробовували багаторазово прикладеним навантаженням. Остання з цих п'яти балок, яка відпрацювала базову кількість циклів $n=2 \times 10^6$, була повторно випробувана до руйнування поетапним статичним навантаженням (таблиця).

1.3. Міцність за статичних і багаторазових навантажень

Особливості поведінки балок і характер руйнування за статичних, багаторазових випробувань і результати випробувань дослідних балок на міцність і витривалість були такими.

Статичні навантаження.

Балка I-БС-1 зруйнувалась внаслідок текучості нижньої поздовжньої арматури нормального перерізу в зоні чистого згину з подальшим дробленням бетону стиснутої зони за навантаження $2F=142$ кН. Текучість арматури підтверджувалася значним розкриттям тріщин (до 1–1,5 мм) і безупинним наростанням деформацій і прогинів.

Під час випробування балки II-БПС-1 за навантаження $2F=60$ кН з боку рухомої опори на висоті 25–27 мм над кінцем стрічки виникла тріщина, яка свідчила про його відривання разом з бетоном захисного шару в межах нижньої зони ребра балки до арматури нижнього ряду. За

навантаження $2F=100$ кН процес повного відшарування бетону із стрічкою розповсюдився на зону чистого згину, повністю оголивши нижній ряд поздовжньої арматури. Остаточне руйнування балки настало за навантаження $F=138$ кН. Очевидно, що причиною передчасного руйнування балки II-БСП-1 стало відривання бетону захисного шару разом з приклеєною стрічкою (рис. 4).

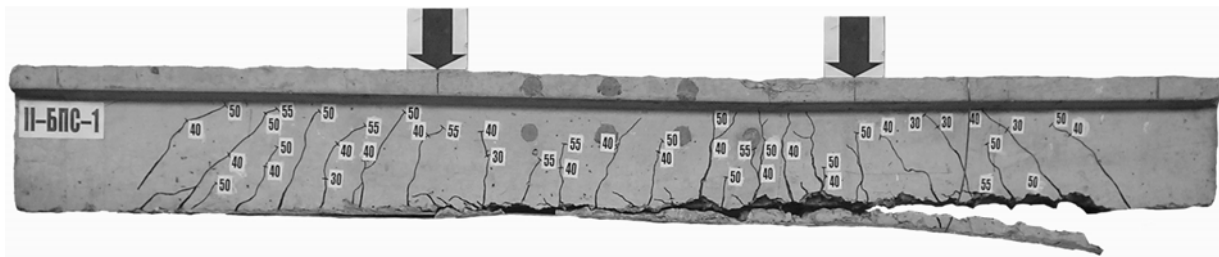


Рис. 4. Характер руйнування балки II БПС-1

Більше навантаження витримала до руйнування балка II-БПС-2. Вона була також підсилена короткою стрічкою, на кінцях якої знизу приклеєна тканина SikaWrap, заведена з приклеюванням на $\frac{3}{4}$ висоти ребра. Ця тканина попереджувала відривання стрічки з захисним шаром бетону знизу, передаючи зусилля від неї на бокові грані ребра балки, що забезпечило її дещо вищу несучу здатність порівняно з попередніми балками. Проте за навантаження $2F=130$ кН над верхніми кінцями тканин з'явилися горизонтальні тріщини. За подальшого збільшення навантаження вони збільшувалися і почали відриватися окремі вертикальні волокна SikaWrap. За навантаження $F=164$ кН сталося різке обривання частини волокон тканини і відривання її з бетоном на усій площі приклеювання в межах довжини наклеювання на стрічку (рис. 5).



Рис. 5. Характер відривання бетону ребра балки II-БПС-2 в зоні додаткового анкерування стрічки

Багаторазове навантаження

Основною причиною руйнування чотирьох балок, випробуваних багаторазовим навантаженням, було втомне розривання одного або двох нижніх стрижнів пакета поздовжньої арматури, яке відбулося в межах зони чистого згину за різних режимів багаторазового навантаження і за різної кількості циклів його прикладання.

Непідсилена балка І-ББ-1 витримала майже 170 тис. циклів навантаження за коефіцієнта асиметрії циклу $\rho=0,33$ і максимального рівня навантаження $\gamma=F_{max}/F_u=0,54$. Майже у два рази більшою виявилася витривалість балки ІІ-БПБ-1, яку випробовували таким же за величиною навантаженням у $2F$ за відносного максимального рівня $\gamma=0,44$. Балка відпрацювала 340 тис. циклів.

Наступні дві балки ІІ-БПБ-2 і ІІІ-БПБ-1 випробовували за ще м'якіших режимів: $\gamma=0,31$ і $0,28$. Вони витримали відповідно $1,026 \times 10^6$ і $1,137 \times 10^6$ разів змінно прикладене навантаження.

Базову кількість $n=2 \cdot 10^6$ відпрацювала лише балка ІІІ-БПБ-2, яку випробовували ще за нижчих рівнів навантаження: $\gamma=0,22$. Після цього її навантажували статично до повного руйнування, яке настало за навантаження $2F=186$ кН внаслідок значних деформацій поздовжньої арматури у перерізах обривання стрічок з подальшим дробленням бетону полиць. При цьому не спостерігалась втрата анкерування стрічки (рис. 6).

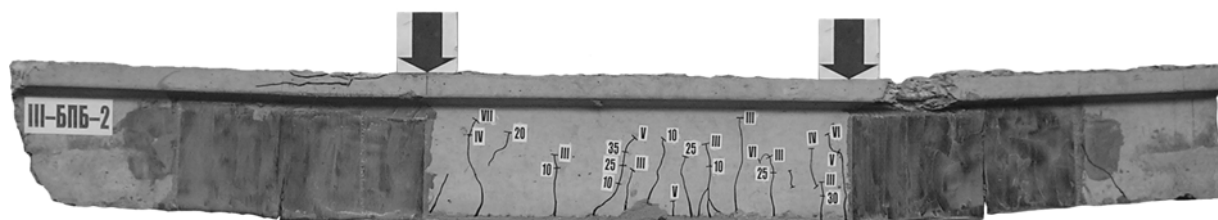


Рис. 6. Характер руйнування балки ІІІ-БПБ-2

1.4. Деформативність за статичних і багаторазових навантажень

Деформативність випробуваних моделей балок зображено графіками прогинів як інтегруючої характеристики напружено-деформованого стану, на яку впливають насамперед деформації бетону, арматури, а для підсиленних балок – і стрічки. Під час аналізу експериментальних даних прогинів за статичних навантажень використано також результати вимірювань деформацій, отриманих під час навантаження балок до максимального рівня циклу з подальшими випробуваннями багаторазовим навантаженням.

Статичне навантаження.

За однакового навантаження найбільші прогини мали непідсилені балки (І), менші прогини у балок, підсилених однією стрічкою (ІІ), і найменші – двома (ІІІ) (рис. 7). Так, за навантаження $2F=80$ кН ($M=22,0$ кН·м) прогини І, ІІ і ІІІ серій відповідно становлять 4,76 мм, 4,28 мм і 3,73 мм.

Багаторазове навантаження.

Як і для статичного навантаження, основні результати з деформативності балок за багаторазових навантажень також зображені графіками прогинів, виміряних за максимальних рівнів навантаження (рис. 8). Як бачимо, найбільш інтенсивно деформації наростали в перші 100–200 тис. циклів, особливо для балок з вищим максимумом рівня навантаження γ . Так, для непідсиленої балки першої групи І-ББ-1 порівняно з першим навантаженням перед втомним руйнуванням прогини всередині прольоту зросли на 33,1 %. В підсиленних балках, випробуваних повторним навантаженням, інтенсивність наростання прогинів була меншою, на що, крім підсилення, вплинув і менший рівень максимального навантаження циклу: $\gamma=0,44$; $0,31$, $0,28$ і $0,22$, відповідно для балок ІІ-БПБ-1, ІІ-БПБ-2 ІІІ-БПБ-1 і ІІІ-БПБ-2 порівняно з $\gamma=0,54$ для непідсиленої балки І-ББ-1 за однакового для всіх балок коефіцієнта асиметрії циклу $\rho=0,33$, тобто їх зменшення для підсиленних балок щодо непідсиленних було 10,1 і 21,6 % відповідно для серій ІІ і ІІІ, що практично збігається із зменшенням деформацій бетону, арматури і стрічки. Співвідношення між прогинами підсиленних балок стосовно непідсиленних становить за серіями І:ІІ:ІІІ=1:0,90:0,78. За навантажень, більших від експлуатаційного рівня і близьких до руйнівних, прогини тих самих балок збільшилися до 9,06 мм (серія І); 7,52 мм (серія ІІ); 6,34 мм (серія ІІІ). Зменшення стосовно непідсиленних – 17,0 і 30,2 %, а співвідношення між балками серій становить І:ІІ:ІІІ=1:0,83:0,70.

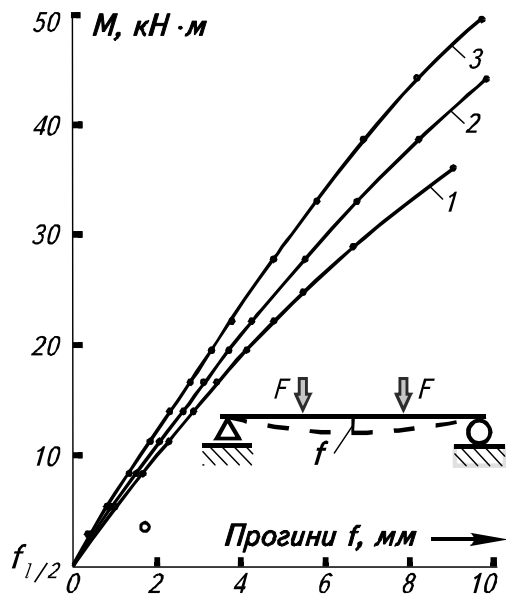


Рис. 7. Графіки прогинів балок серій I (1), II (2) і III (3) за статичного завантаження

випробуваних багаторазовим навантаженням більш високих рівнів, у цьому випадку стабілізація процесів деформування почала проявлятися після прикладання перших 50–100 тис. циклів навантаження. Так, прогин всередині прольоту балки після 50 тис. циклів порівняно з першим навантаженням збільшився з 1,82 до 2,21 мм, тобто на 21,4 %, а за наступний проміжок навантажень від 50 тис. до 2,0 млн. циклів – з 2,21 до 2,41 мм, тобто лише на 8,3 %.

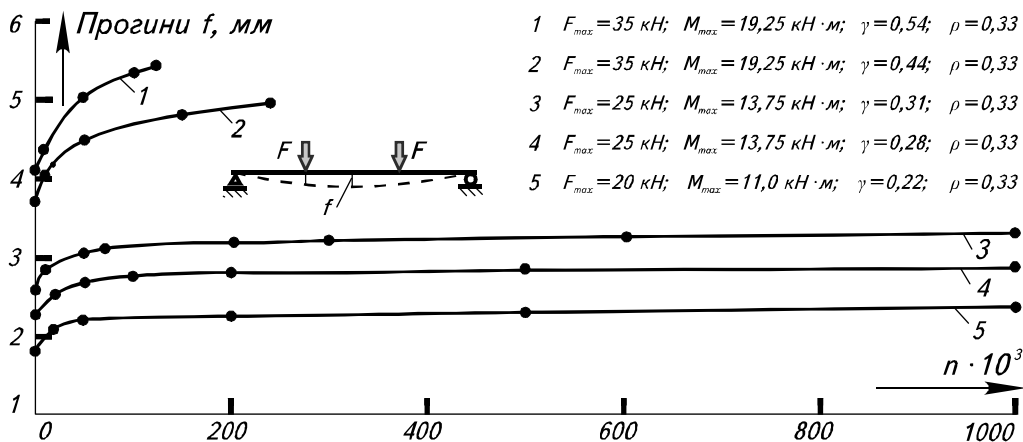


Рис. 8. Характер зміни прогинів балок випробуванням та багаторазовим навантаженням:
1 – балка I-ББ-1; 2 – балка II-БПБ-1; 3 – балка II-БПБ-2;
4 – балка III-БПБ-1; 5 – балка III-БПБ-2

Порівнюючи одержані експериментальні дані з результатами аналогічних досліджень непідсиленних залізобетонних балок, можна зробити висновок, що наявність стрічок підсилення не впливає на якісний характер деформування балок і інтенсивність розвитку деформацій залежно від кількості циклів навантаження.

Якщо підсилення балок однією і двома стрічками в цих дослідах мало вплинуло на кількість циклів їх навантаження до втомного руйнування і практично не вплинуло на якісний характер деформування під час багаторазових навантажень, то кількість стрічок підсилення істотно вплинула на кількісні характеристики прогинів і деформацій. За однакових параметрів багаторазових навантажень прогини і деформації балки III-БПБ-1, підсиленої двома стрічками, були істотно меншими, ніж балки II-БПБ-2, підсиленої однією стрічкою. Так, за $1000 \cdot 10^3$ циклів навантаження

прогин балки III-БПБ-1 становив 2,87 см, а балки II-БПБ-2 – 3,32 мм, тобто був меншим на 15,7 %; деформації стрічки підсилення балки III-БПБ-1 також зменшились на 24,1 %. Особливо істотним було зменшення деформацій нижнього ряду арматури. Для балки, підсиленої двома стрічками, порівняно з підсиленою однією воно становило 31,3 %. Цей результат є найважливішим, оскільки втома балок, армованих багаторядковою зварною каркасною арматурою, загалом визначається витривалістю зварних арматурних каркасів, а остання, своєю чергою, залежить від величини напружень в арматурі, і їх зменшення внаслідок введення в роботу стрічок підсилення безпосередньо приводить до підвищення межі витривалості арматури в складі зварного каркаса. Саме в цьому і вбачається основний ефект підсилення наклеювання композитними стрічками балок з армуванням цього типу.

1.5. Тріщиностійкість за статичних і багаторазових навантажень

У дослідях не виявлено чіткої закономірності утворення нормальних тріщин в балках підсиленіх і непідсиленіх – вони виникали за навантаження $F=10-20$ кН. Проте під час поетапного збільшення статичного навантаження спостерігається тенденція до значно меншої ширини розкриття тріщин в підсиленіх балках порівняно з непідсиленіми, причому зі збільшенням навантаження ця різниця зростає (рис. 9).

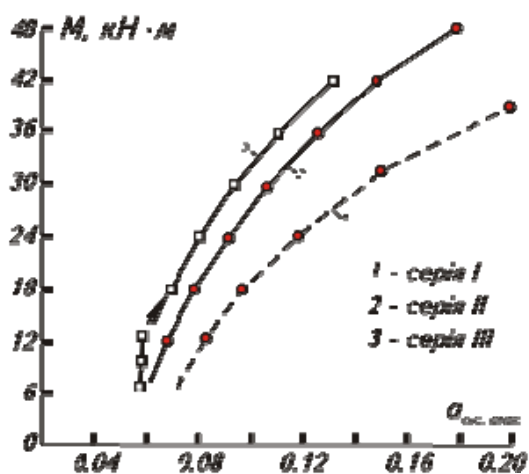


Рис. 9. Усереднені графіки зміни максимального розкриття нормальних тріщин за статичного навантаження: 1 – балок серії I; 2 – балок серії II; 3 – балок серії III

Характер зміни максимальної ширини розкриття нормальних тріщин в балках, випробуваних багаторазовим навантаженням, показано на рис. 10. Найінтенсивніше наростали тріщини в непідсиленій балці I-ББ-1 і в підсиленій балці II-БПБ-1, випробуваній з усіх підсиленіх балок в найбільш жорстких режимах змінного навантаження. Усі решта три балки, які випробувані в легших режимах повторного навантаження, проходили до руйнування більшу кількість циклів і мали менш інтенсивне наростання розкриття тріщин. Так, характер зміни $a_{кр, \max}$ балок II-БПБ-2 і III-БПБ-1 був фактично однаковим з деякою різницею абсолютних значень тріщин (рис. 10). В балці III-БПБ-2, випробуваній за легшого режиму, максимальна ширина розкриття не змінювалася в процесі прикладання 2 млн. циклів і становила 0,06 мм.

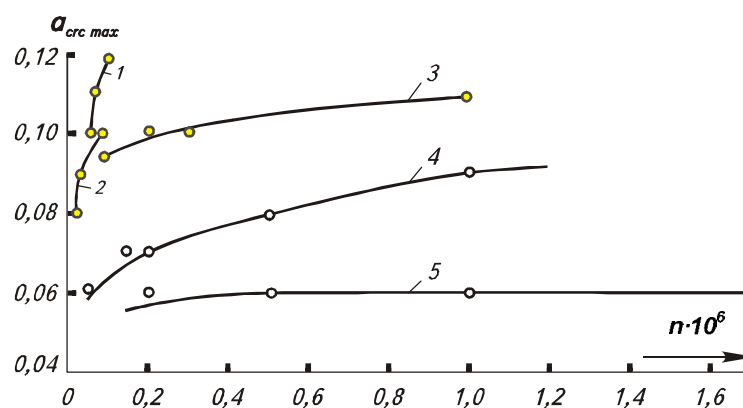


Рис. 10. Зміна ширини розкриття нормальних тріщин за багаторазових навантажень в балках: 1 – I-ББ-1; 2 – II-БПБ-1; 3 – II-БПБ-2; 4 – III-БПБ-1; 5 – III-БПБ-2

За виміряними під час випробувань значеннями ширини розкриття нормальних тріщин обчислено середню їх величину $a_{cr,c,m}$. Характер зміни $a_{cr,c,m}$ є близьким до зміни $a_{cr,c,max}$. Не виявлено також певної закономірності в трьох серіях балок по відношенню до максимальних і середніх значень розкриття нормальних тріщин. Як за статичних, так і повторних навантажень це відношення становить від 1,16 до 1,63. Причому початковим навантаженням відповідають менші значення відношення $a_{cr,c,max} / a_{cr,c,m}$. За збільшення навантаження і кількості циклів це відношення, як правило, знаходиться в межах 1,35–1,5.

2. Порівняльні випробування невідсиленої і відсиленої натурних балок

2.1. Характеристика балок

Для з'ясування ефективності використання сучасних технологій щодо відновлення і продовження термінів експлуатації прольотних будов з балок за ТП вип.56 проведені випробування двох натурних балок з розібраної прольотної будови моста після сорока років її експлуатації. Одну балку (Б-1) випробовували в її натуральному стані після демонтажу з прольотної будови, а другу (БП-1) – після ремонту системою Sika MonoTop і відсилення наклеюванням стрічок CFRP.

Основною метою досліджень були порівняльні випробування за однаковими схемами статичного навантаження натурних мостових балок за ТП вип.56 для визначення їх основних експлуатаційних показників – міцності, тріщиностійкості і жорсткості до та після відсилення. Крім того, експериментально визначали ефективність додаткового механічного заанкерування стрічок за допомогою їх охоплювання знизу приклеєною до бокових поверхонь приопорних ділянок балки полотном Wrap.

Конструкція дослідних балок завдовжки 14,06 м (розрахунковий прольот – 13,5 м) за армуванням, геометрією і фізико-механічними характеристиками матеріалів відповідала ТП вип.56 для розрахункового навантаження Н-13 і НГ-60.

Відсилення балки БП-1 здійснювали під навантаженням 8 кН/м.п., яке імітувало постійне навантаження на балку в складі прольотної будови. Для відсилення на нижню і бокові грані балки в зоні розміщення поздовжньої розтягнутої арматури двокомпонентним клеєм SikaDur-30 наклеювали по одній стрічці, доведеної до опори; на нижню грань – дві стрічки, з яких верхню доводили до опори, а нижню обривали в прольоті на відстані 195 см від опори (рис. 11).

Для додаткового механічного заанкерування наклеєних стрічок використовували високоміцне полотно Wrap, наклеєне двома шарами на приопорній ділянці в панелі між опорною і першою від опори діафрагмами. При цьому обидва шари охоплювали нижню грань балки з попередньо наклеєними стрічками CFRP. Цим способом передбачали забезпечити додаткове механічне заанкерування стрічок на приопорних ділянках балки для запобігання руйнуванню відсиленої балки внаслідок відривання стрічок разом з захисним шаром бетону існуючої арматури, як це сталося під час випробувань моделей відсилених в аналогічний спосіб балок, в яких цей спосіб заанкерування стрічок не передбачали (див. вище). Під час відсилення цієї балки він був застосований на практиці вперше.

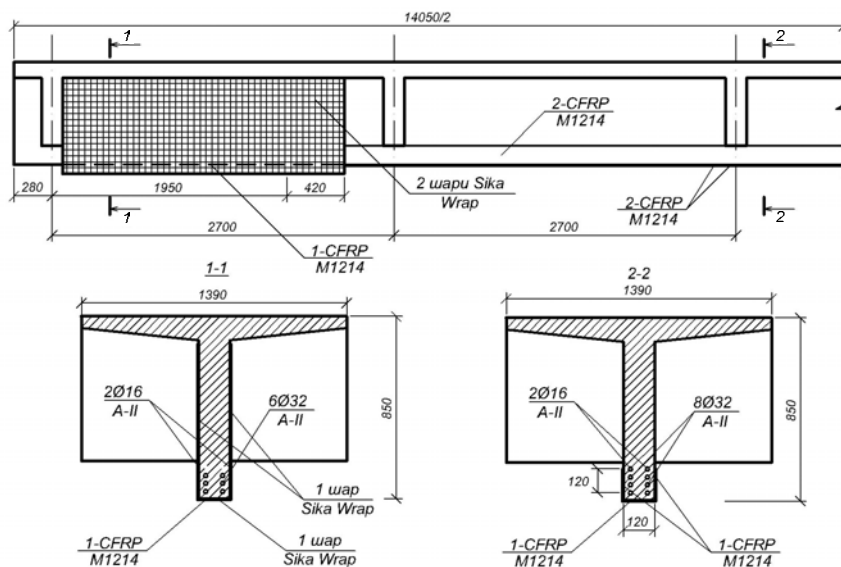


Рис. 11. Конструкція балки БП-1, відсиленої стрічками СРКР і полотном Wrap

2.2. Методика і результати випробувань

Під час випробувань обидві балки навантажували за однаковими схемами в два етапи. Спочатку з метою імітації рухомого навантаження зосереджену силу почергово прикладали в перерізах над поперечними діафрагмами. Максимальну величину її приймали на рівні 0,8...0,85 від руйнівної, щоб не допустити текучості поздовжньої арматури. На другому етапі балки навантажували до руйнування двома зосередженими силами, розміщеними симетрично над двома середніми діафрагмами.

Під час навантаження вимірювали деформації бетону, арматури і стрічок, прогини, а також зсув стрічок стосовно бетону в перерізах вздовж балки, які збігались з розміщенням діафрагм.

Балка Б-1 почала руйнуватись від текучості нижнього ряду арматурних стрижнів за навантажень $P=175,0$ кН на один домкрат і прогину всередині прольоту 48,79 мм. При цьому стиснута зона не зруйнувалась і навантаження збільшували до настання текучості верхніх рядів арматури. Ознаки роздавлювання стиснутої зони виявились при прогині 27 см (1/50 прольоту) і руйнівному навантаженні 190,4 кН ($M_u=1028,4$ кНм).

В підсиленій балці текучість арматури почалась при прогині 42,68 мм і навантаженні на домкрат 225,0 кН, що на 28,6 % більше ніж в непідсиленій балці. Ця різниця і становить ефект підсилення балки за ознакою текучості існуючої поздовжньої арматури.

Руйнування підсиленої балки настало від почергового відриву спочатку нижньої не доведеної до опори стрічки, потім за більшого навантаження нижньої і бокових стрічок, доведених до опори. Відривання стрічок супроводжувалось зрізом полотна W_{gr} вздовж нижньої грані балки на довжині зони механічного заанкерування стрічок. Руйнівне навантаження після відриву другої нижньої і бокової стрічки становило 283,4 кН (при прогинові 15–17 см), що на 48,8 % більше ніж для непідсиленої балки. Це і являє собою ефект підсилення балки за несучою здатністю.

На рівні експлуатаційних навантажень ширина розкриття нормальних тріщин в ребрі непідсиленої балки не перевищувала 0,3–0,35 мм, а на рівні пакета поздовжньої арматури – 0,15–0,2 мм. В підсиленій балці розкриття тріщин за експлуатаційних навантажень було приблизно в два рази меншим, ніж в непідсиленій. Це свідчить про істотну перевагу підсилення балок наклейкою стрічок СРКР, оскільки збільшує їх довговічність. Слід відмітити також, що на відремонтованих матеріалом Sika MonoTop поверхнях підсиленої балки тріщини з розкриттям до 0,3 мм були невидимими, що підтверджує можливість під час ремонту балок досить простим способом закрити тріщини без їх ін'єкування.

Для підсиленої балки залежності “сила-деформації” і “сила-прогини” близькі до лінійних, хоча після утворення тріщин проявляється деяка їх кривина. Деформації стрічки розвиваються майже лінійно до високих рівнів навантаження.

На рис. 12 зображено графіки деформацій і прогинів балок Б-1 і БП-1 за навантаження двома силами, симетрично прикладеними в перерізах над середніми діафрагмами балок. З графіків зрозуміло, що деформації арматури в підсиленій балці є значно меншими від деформацій арматури в непідсиленій, і зі збільшенням навантаження ця різниця зростає: за навантаження 110–220 кН вона становить 28–50 %. Очевидно, що на менше деформування арматури в підсиленій балці вплинула стримуюча роль стрічки, деформації в якій є дещо більшими від деформацій в арматурі (рис. 12, а). На відміну від арматури різниця в деформаціях крайніх фібр бетону балок Б-1 і БП-1 є незначна. Характер зміни деформацій в підсиленій і непідсиленій балках відобразився на графіках прогинів; вони є на 30–35 % меншими в підсиленій балці за навантаження $F=51–160$ кН (рис. 12, б).

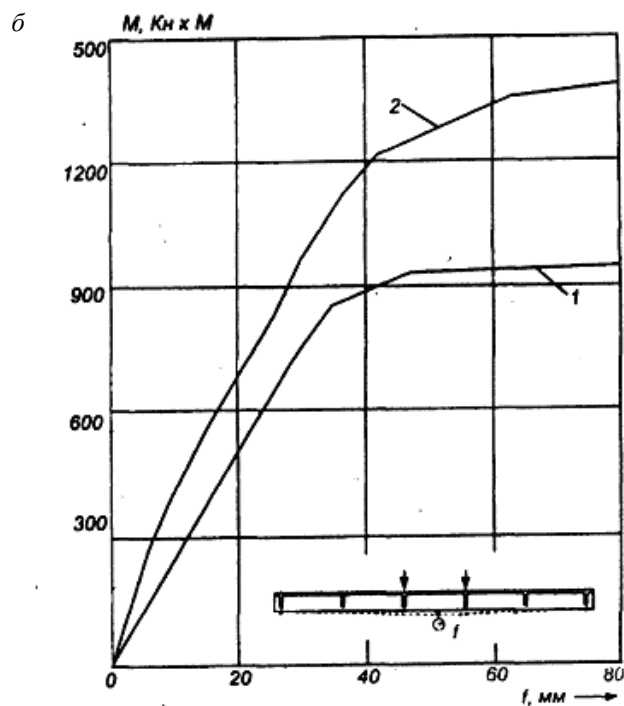
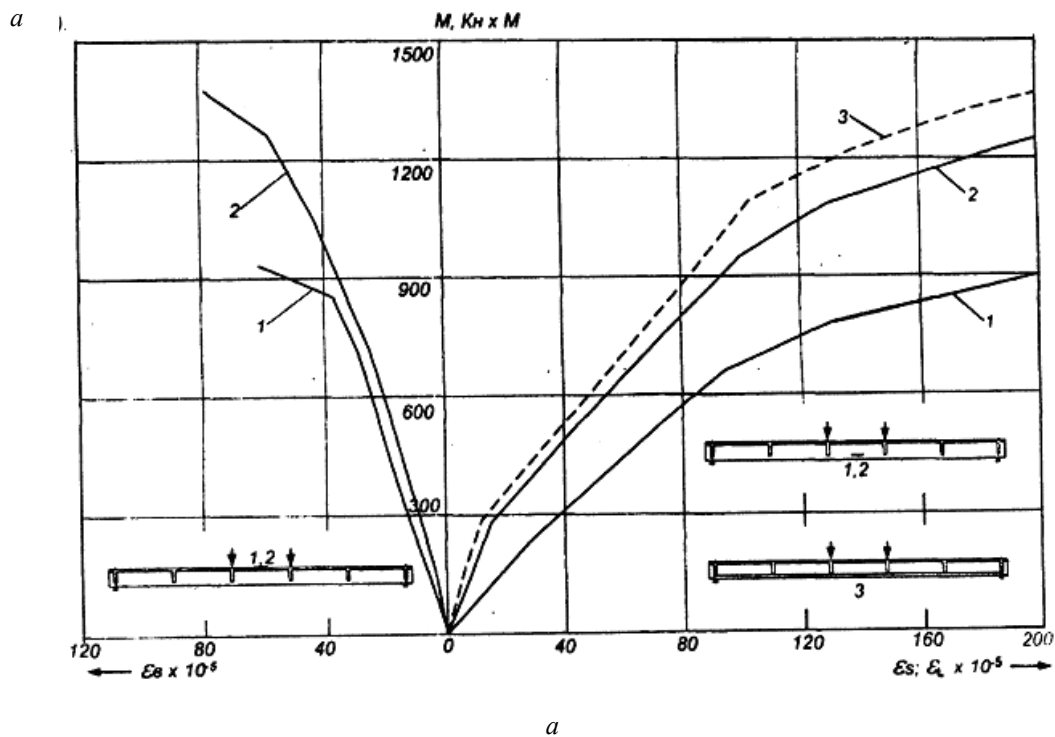


Рис. 12. Графіки деформацій бетону, арматури та стрічки (а)
і графік прогинів (б) для непідсиленої (1)
і підсиленої (2) балок; 3 – деформації стрічки

3. Підсилення і випробування залізобетонних балок прольотної будови моста

3.1. Характеристика шляхопроводу

Існуючий шляхопровід через залізницю розташований в населеному пункті на км. 75+703 автодороги державного значення Стрий–Чернівці. Він збудований у 1962–1963 рр. за трипрольотною балковою розрізною конструктивною схемою 11,4+22,2+11,4 з габаритом проїзної частини 8 м і тротуарами по 0,75 м (рис. 13, а, б), що не відповідає сучасним вимогам за пропускною

здатністю та безпекою руху транспорту і пішоходів для дороги II технічної категорії в межах населеного пункту.

Крайні прольотні будови зібрані з шести збірних залізобетонних бездіафрагмових балок за ТП вип. 56д завдовжки 11,36 м. Балки поперек прольоту розташовані з кроком 1,66 м і об'єднані між собою в просторову систему прольотної будови поздовжнім замоноліченим в межах товщини полиці стиком завширшки 36 см з петльовими арматурними випусками.

Середня прольотна будова перехресно-ребриста з монолітного залізобетону. За конструкцією головних балок і діафрагм вона аналогічна до типових збірних діафрагмових прольотних будов за ТП вип.56. В поперечному перерізі розташовано сім таврових балок з кроком 1,4 м. Балки об'єднані між собою в перехресно-ребристу систему монолітними поперечними діафрагмами через 2,7 м вздовж прольоту і монолітною залізобетонною плитою проїзної частини. Армуння балок відповідає ТП вип.56 і складається з двох плоских арматурних каркасів, поздовжня робоча арматура яких із стрижнів Ø32 мм, розташованих у 4–6 рядів без зазорів по висоті і зварених між собою вздовж каркасів через 70–100 см переривчастими зварними швами завдовжки до 20 см.

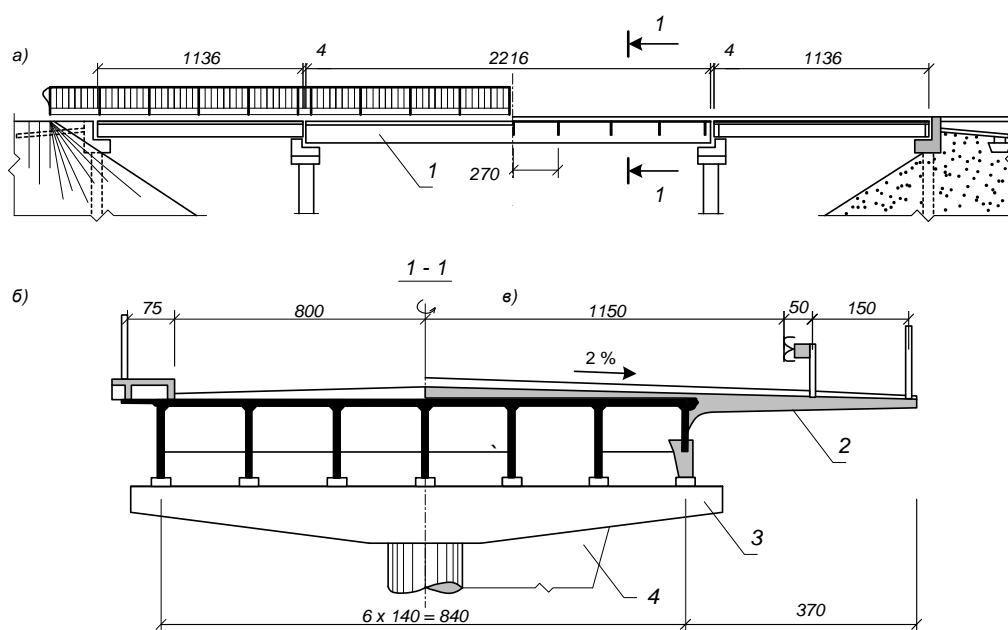


Рис. 13. Конструкція існуючої (а, б) і розширеної (в) прольотної будови:
1 – існуюча прольотна будова; 2 – монолітна залізобетонна накладна плита;
3 – ригель проміжної опори; 4 – залізобетонна конусоподібна стінка підсилення проміжної опори

3.2. Підсилення і ремонтно-відновлювальні роботи

Згідно з проведеними розрахунками на нормовані тимчасові навантаження А11 і НК-80 крайні балки середнього прольоту розширеної прольотної будови виявились перевантаженими до 30 %, тому проектом реконструкції, крім описаного вище капітального ремонту, було передбачено їх підсилення шляхом наклеювання стрічок з вуглецевих композитів CFRP. Під час підготовки бетону в нижній частині балки до наклеювання стрічок виявилось, що бетон має крихку структуру і незначну міцність, явно недостатню для виконання робіт з підсилення. Тому бетон в нижній частині крайніх балок був видалений, що дало змогу одночасно обстежити повністю оголену нижню робочу арматуру і замінити вставками на ділянках з втомленими тріщинами [10].

Після повторного бетонування розтягнутої частини ребра балок за вимогами технології підсилення [11,12], перед наклеюванням стрічок визначали міцність бетону в зоні підсилення на відрив за методом Pull-off. Вона становила в середньому 2,7 МПа, що більше від мінімальної на 1,5 МПа, за якої за правилами технології можна приклеювати стрічки. Крім того, в межах роз-

ташування стрічок матеріалом Monotop 600 проведено репрофіляцію поверхні бетону і її знежирення спеціальним розчином.

Для підсилення використано три стрічки CFRP типу M1214 з поперечним перерізом 120×1,4 мм, приклеєні на нижню і бокові поверхні знизу відновленої частини ребра балки (рис. 14, а, б, в) за допомогою двокомпонентного епоксидного клею SikaDur 30. Технологія наклеювання повністю відповідала нормованим вимогам фірми-виробника Sika [11, 12] і проводилась під керівництвом її представника. Наклеювали стрічки з підвісних риштувань. Цикл робіт з наклеювання однієї стрічки завдовжки майже 22 м становив 20–25 хв, а шість стрічок на дві балки з технологічними перервами наклеєні за 6 год.

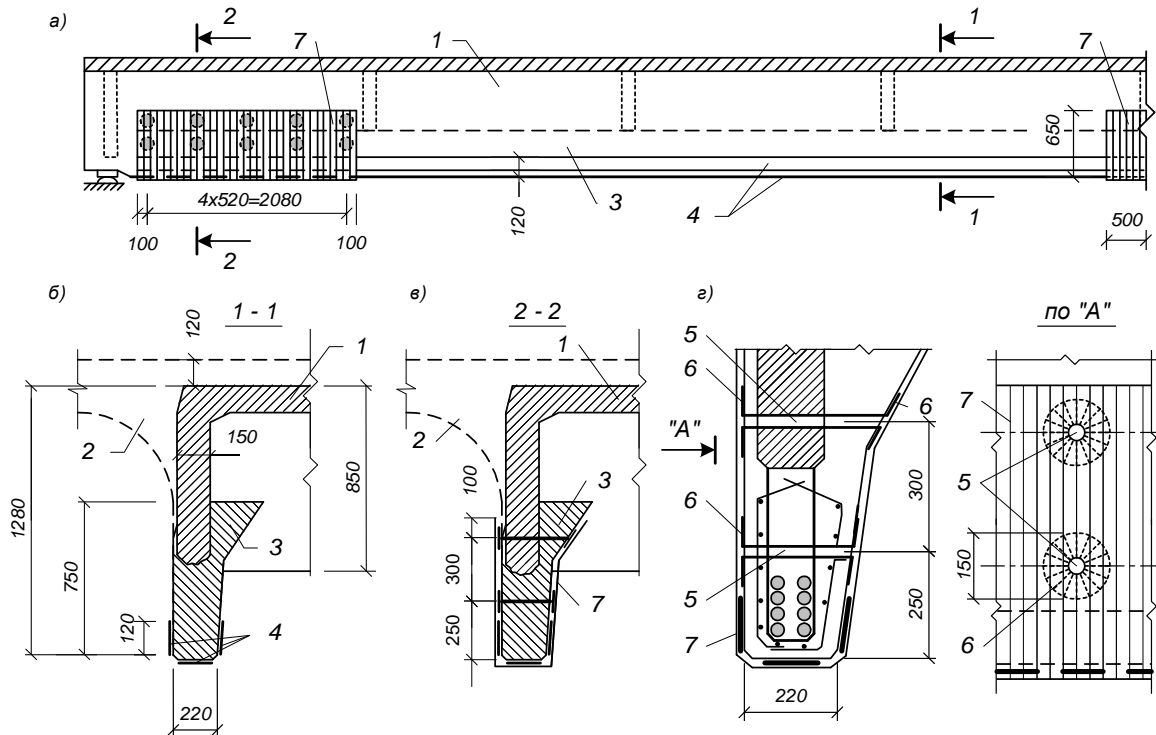


Рис. 14. Ремонт і підсилення крайніх балок прольотної будови середнього прольоту приклеюванням стрічок CFRP: а – елементи підсилення балки; б, в – поперечні перерізи відремонтованої і підсиленої балки; г – деталь анкерування стрічок CFRP; 1 – крайня балка; 2 – монолітна залізобетонна накладна плита; 3 – відновлення видаленого бетону повторним бетонуванням; 4 – три стрічки CFRP типу M1214; 5 – анкерні стрижні; 6 – наклеєні на поверхню балок розетки з полотна Wrap; 7 – два шари полотна Wrap для анкерування стрічок

Для надійного анкерування стрічок на припорних ділянках використали додаткове підсилення, перевірене в експериментальних дослідженнях моделей балок і натурних взірців (див. вище). Воно полягало у приклеюванні в зоні заанкерування стрічок двох шарів композитних полотен 7 типу Wrap з напрямком робочих волокон, перпендикулярним до напрямку стрічок (рис. 14, а, в, г). Крім того, для запобігання відриву поверхнього шару бетону ребра балки разом з наклеєними полотнами і стрічками в цій зоні додатково клеювали у просвердлені скрізні канали стрижневі анкери 5 і включали їх в сумісну роботу з бетоном і наклеєними полотнами за допомогою “розеток” 6, утворених на бокових поверхнях ребра балки з відрізків полотна Wrap, яким під час вклеювання обмотували стрижні, виводили його назовні на бокові поверхні балок і у вигляді розгорнутих “розеток” наклеювали на репрофільовані бетонні поверхні ребра. Під час

реконструкції моста розширили існуючі прольотні будови шляхом улаштування накладної плити до габариту їздового полотна 11,5 м з двосторонніми тротуарами по 1,5 м, виконали капітальний ремонт крайніх балок описаним вище способом підсилення ригелів проміжних опор, а також комплекс ремонтних і відновлювальних робіт з ліквідації дефектів та пошкоджень прольотних будов і опор, їх захисту від агресивних впливів зовнішнього середовища та можливої корозії в процесі майбутньої експлуатації після реконструкції із забезпеченням якості європейського рівня (типу “євроремонт”). Загальний вигляд моста після розширення, підсилення і ремонтно-відновлювальних робіт показано на рис. 15.



Рис. 15. Загальний вигляд шляхопроводу після реконструкції

3.3. Результати випробувань

Випробування прольотної будови проводили тричі – до підсилення композитами, після підсилення до влаштування накладної плити, і після виконання всіх робіт з реконструкції. Їх метою було визначення ефекту підсилення балок і впливу накладної плити на роботу прольотної будови і зміни прогинів балок.

Під час випробувань приймали одну схему навантаження прольотної будови автомобілями КамАЗ для одержання найбільшої навантаженості крайньої балки (рис. 16, а, б).

Розподіл прогинів між балками (рис. 16, б) до (1) та після підсилення (2) близький до лінійного, що свідчить про значну поперечну жорсткість прольотної будови з монолітними діафрагмами. Після підсилення прогини балок зменшились. Так, до підсилення прогин крайньої балки становив 25,83 мм (1/836 прольоту), а після підсилення зменшився до 17,64 мм (1/1214 прольоту), тобто на 31,7 % менше, що збігається з результатами випробувань окремої непідсиленої і підсиленої стрічками CFRP балок (див. п 2). Після включення в роботу накладної плити за тієї самої схеми навантаження прогини крайньої балки зменшились до 8,9 мм, тобто на 65,5 % порівняно з початковим.

В крайній балці до підсилення існуючі тріщини з розкриттям 0,07–0,12 мм після прикладення навантаження збільшились до 0,25 мм. Після підсилення у відремонтованій крайній балці під час випробувань тріщини не виявлені, що свідчить про вплив підсилення стрічками CFRP на збільшення тріщиностійкості балок.

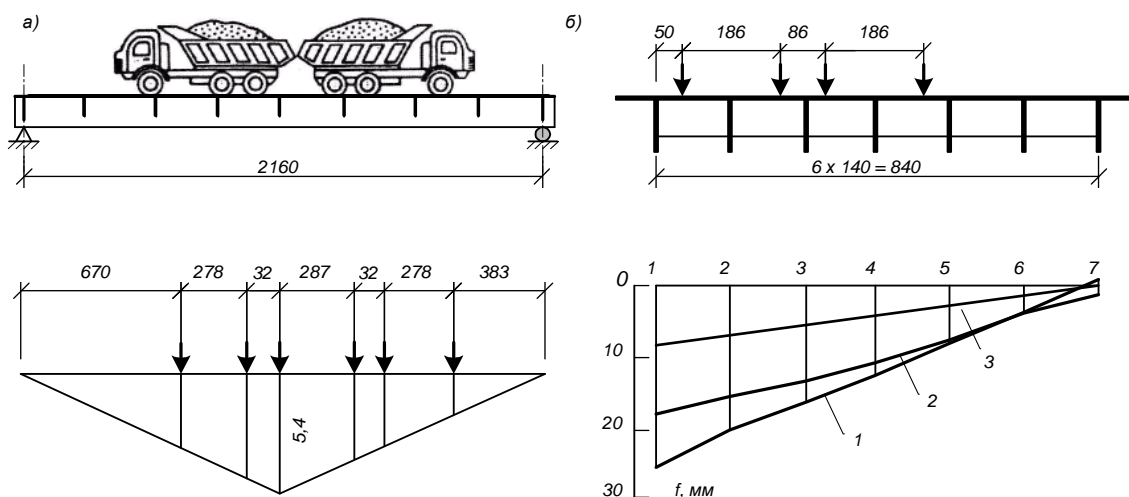


Рис. 16. Статичні випробування прольотної будови середнього прольоту:
 а – розташування випробувального навантаження уздовж прольоту;
 б – розташування навантаження поперек прольоту і епюри прогинів балок до (1)
 і після підсилення (2) стрічками CFRP до влаштування накладної плити
 та після влаштування накладної плити (3)

Висновки:

1. Проведені комплексні експериментальні дослідження зміцнення композитами моделей балок, окремих натурних мостових балок за ТП вип.56 після 40-річної експлуатації та балок в складі прольотної будови моста показали ефективність підсилення цим способом балкових елементів мостів за основними конструкційними показниками: міцністю, жорсткістю та тріщиностійкістю.

2. Підсилення прольотних будов мостів, перевірене в лабораторних умовах і реалізоване на натурних балках за ТП вип.56, є технологічно простим у виконанні, з незначними трудозатратами і короткими термінами виконання робіт. Зміцнення конструкцій за необхідності може бути поєднане з ремонтно-відновлювальними роботами, що сприятиме збільшенню їх довговічності та покращанню інших експлуатаційних чинників.

3. Апробована і вперше в Україні використана система підсилення і ремонту прольотних будов залізобетонних мостів може бути поширена застосована на практиці для прольотних будов значної кількості мостів інших типів, які потребують реконструкції і відновлення з розширенням проїзної частини. Для цього необхідно розробити відповідну нормативну базу і спеціалізувати мостобудівельні організації на нові технології.

1. Meier U., Deuring M., Meier H., Shwegler G. *Strengthening of structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland. Advanced composite materials in bridges and structures. 1st International Conference. Sherbrooke. – Canada, 1992.* 2. Meier U. *Bridge repairs with high-performance composite fibre materials // Material and Technik. – 1987. – №. 4.* 3. Meier U. *Fiber-Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering // Structural Engineering International. – 1992. – № 1.* 4. Deuring M. *Strengthening reinforced concrete with prestressed composite fibre materials // EMPA research report. – 1993. – №224.* 5. Kaiser H. *Strengthening reinforced concrete with carbon fibre reinforced epoxy resins // Diss ETH. – 1989. – №8918.* 6. Kamińska M., Kotynia R. *Badania zelbetowych belek z taśmami CFRP przyklejanymi na ich powierzchniach. // XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja". – T. 2 –Jadwisin. –1998. –S. 479–484.* 7. *Prüfung von CFK-Schublamellen an Stahlbetonplattenbalken T1 und T2. EMPA, Abteilung 116, Bericht-Nr. 169'219. Yürich, 1998.* 8. Климпуш М.Д., Кваша В.Г., Мельник І.В. *Випробування залізобетонних балок, підсиленних композитними матеріалами, статичними і багаторазовими навантаженнями: Міжвідомчий наук.-техн. збірник "Автомобільні дороги і транспортне будівництво". – 2002. – Вип. 64. – С. 102–105.* 9. Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д. *Експериментальне дослідження залізобетонної*

мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон CFRP: Зб. "Автомобільні дороги і дорожнє будівництво". – 2001. – Вип.62. – С. 267–271. 10. Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д. та ін. Підсилення при реконструкції залізобетонної прольотної будови автодорожнього моста приклеєними вуглепластиками: Зб. "Будівельні конструкції". – 2003. – Вип.59, Кн. 2. – С. 164–171. 11. Шевчик А. Новые материалы фирмы Sika для усиления дорожных и мостовых объектов: Научн.-техн. конференция, посвящённая 70-летию белорусской дорожной науки "Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов". – Минск, 1998. – С. 278–284. 12. Кваша В.Г., Панченко О.В. Сучасні технології ремонту і підсилення мостів: Зб. "Автомобільні дороги і дорожнє будівництво". – 2002. – Вип. 65. – С. 45–50.

УДК 624.012:620.193

Б.М. Ониськів, Я.В. Сорока, В.М. Канюк
Національний університет "Львівська політехніка"

КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ФУНДАМЕНТІВ ОПОР МОСТІВ НА ПЕРЕДГІРСЬКИХ ДІЛЯНКАХ РІК ПРИКАРПАТТЯ

© Ониськів Б.М., Сорока Я.В., Канюк В.М., 2006

Описано гідрогеологічну структуру русел рік в районі Прикарпаття та раціональні конструкції фундаментів опор мостів, які упродовж останніх десятиліть успішно використовуються в цих умовах. Наведено результати експериментальних досліджень їх роботи за різних комбінацій завантаження.

A hydro-geological structure of river-beds in the district of Subcarpathians and rational constructions of foundations of supports of bridges which during the last decades are successfully used in these conditions are described. The results of experimental researches of its work at different combinations of load are pointed.

Під час весняних і літніх повеней на ріках Прикарпаття, часто внаслідок руслових деформацій, розмиваються ґрунти, основи фундаментів і руйнуються мостові переходи. Тому останнім часом фундаменти опор мостів в цих районах влаштовуються на корінних породах, а саме – на твердих аргелітоподібних глинах. Вони розташовуються під шаром гравійно-галькових ґрунтів з включенням дрібних і середньої величини валунів. При цьому поширено застосовуються фундаменти з буровставними, буродобивними і буронабивними палями.

З метою удосконалення конструкцій фундаментів опор мостів в цих умовах на багатьох мостових переходах Львівської, Івано-Франківської і Закарпатської областей під час будівництва нових і реконструкції існуючих мостів виконувалась широка програма досліджень роботи різних видів палей.

В результаті виконання цієї програми були опрацьовані рекомендації з вдосконалення методу проектування фундаментів опор мостів для мостових переходів у передгірських районах Карпат, які дають можливість значно зменшити трудозатрати та кількість будівельних матеріалів.

В зв'язку з тим, що корінні породи, на які слід опирати фундаменти, розташовані на глибині 8–15 м від дна ріки під шаром гравійно-галькових ґрунтів з валунами, найбільш ефективними є фундаменти з буровими палями. Серед них широко застосовуються фундаменти з буровставними, буродобивними і буронабивними палями. Буровставні і буродобивні палі виготовляються із збірних призматичних залізобетонних елементів заводського виготовлення, які вставляються в заздалегідь просвердлені до проектної відмітки свердловини круглого діаметра (рис. 1). У випадку буродобивних палей залізобетонні елементи після того, як вони будуть вставлені в свердловину, молотом добиваються в щільні ґрунти на глибину 1,5–2,0 м нижче від забою (рис. 2).

Буровставні палі застосовуються тільки під час опираювання їх нижніх кінців на скальні породи або на тверді глинисті ґрунти. Пазухи між тілом збірного елемента і стінками свердловини заповнюються цементно-піщаним розчином під тиском [2].