

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

УДК 624.21.09, 624.271

DOI 10.31649/2311-1429-2024-1-6-13

Д. М. Байда¹
О. В. Войцехівський²
В. О. Попов²
В. В. Котенко¹

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТОВИХ
БАЛОК ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ¹Державний університет «Житомирська політехніка»²Вінницький національний технічний університет

У статті розглянуто вирішення науково-практичної задачі із уточнення несучої здатності залізобетонних балок за похилими перерізами на прикладі реконструкції мосту через р. Південний Буг по вул. В. Чорновола у м. Вінниці. Ці балки прольотом 7,5 м опираються на надарочні конструкції основних прольотів моста довжиною по 45 м. Розрахунки за чинними нормами показали, що несуча здатність балок недостатня і необхідно виконати їх підсилення. На основі додаткових досліджень методом натурного випробування було уточнено фактичний рівень напружень в перерізах мостових балок і дійсний характер тріщиноутворення на приопорних та прольотних ділянках. На підставі уточнених даних були зроблені повторні розрахунки із перевірки несучої здатності похилих перерізів. Ці розрахунки дозволили виявити додаткові резерви несучої здатності похилих перерізів балок і відмовитись від необхідності проведення додаткових робіт із підсилення. Виявлені резерви несучої здатності частково обумовлені обережним підходом під час визначення та врахування вихідних даних до розрахунків конструкцій, що тривалий час експлуатувалися без належного технічного супроводу. Окрім цього, сучасні норми проектування залізобетонних конструкцій в частині забезпечення несучої здатності по похилим перерізам не дозволяють враховувати особливості роботи підсилених конструкцій, ґрунтуються на спрощених моделях роботи залізобетонних балок на приопорних ділянках і тому потребують подальшого розвитку та вдосконалення.

Ключові слова: міст, залізобетонна балка, несуча здатність, міцність похилих перерізів, випробування.

Вступ

Це наукове-практичне дослідження є узагальненням багаторічного інженерного досвіду науковців та фахівців Вінницького національного технічного університету, Державного університету «Житомирська політехніка» та ТОВ «Гервін» з вирішення питань оцінки технічного стану та відновлення експлуатованих залізобетонних конструкцій мостів. Методологія дослідження у цій статті розглянута на прикладі реалізації проекту реконструкції моста через р. Південний Буг по вул. В. Чорновола у м. Вінниці. Дана споруда являє собою автодорожній залізобетонний міст загальною довжиною 195,2 м. За схемою роботи та конструкцією прогонових будов міст складається з 4-х основних аркових прольотів довжиною по 45,0 м та двох крайніх балочних прольотів довжиною по 7,48 м. В поперечному напрямку міст має проїзну частину шириною 13,6 м та тротуари з кожної сторони шириною по 1,75 м. Загальна ширина моста складає 17,1 м. За технологією зведення арки прогонових будов моста є збірно-монолітними, всі надарочні конструкції збірні. Загальний вид мосту та його конструкція до реконструкції показані на рис. 1, 2.



Рисунок 1 – Загальний вид мосту по вул. В. Чорновола

Міст розташований на магістральній вулиці та має загальноміське значення у транспортному сполученні міста. Він був збудований у 1962 році і до останнього часу капітально не ремонтувався. В процесі обстеження були виявлені суттєві дефекти та корозійні пошкодження конструкцій споруди [1]. На рис. 3 показано загальний стан конструкцій мосту до реконструкції. За результатами обстеження у 2016 році міст був визнаний аварійним.



Рисунок 2 – Загальний вид конструкцій арочної прогонової будови мосту по вул. В. Чорновола



Рисунок 3 – Загальний стан конструкцій арочної прогонової будови мосту по вул. В. Чорновола до реконструкції

Проектом реконструкції було передбачено відновлення технічного стану несучих конструкцій, приведення мостової споруди до сучасних вимог із вантажопідйомності та збільшення габаритів тротуарів. Зокрема, були виконані такі роботи: підсилення залізобетоном всіх арок, стійок, ригелів та колон надарочних конструкцій; заміна 2-х рядів балок проїзної частини з кожної сторони мосту, відновлення яких було недоцільно; об'єднання та підсилення всіх балок проїзної частини мосту, а також розширення тротуарів завдяки влаштуванню накладної монолітної плити.

Походження проблеми

Одним із важливих і проблемних питань під час реконструкції була необхідність забезпечення міцності балок проїзної частини на дію поперечних сил. Це балки таврового перерізу шириною 1400 мм, висотою 700 мм та довжиною по 7,48м, укладені на ригелі надарочних конструкцій та берегові опори моста (рис. 4).

Загалом по ширині моста укладено 12 рядів балок. Балки виконані з напівдіафрагмами, що з'єднанні між собою закладними деталями. Таким чином балки проїзної частини моста в цілому утворюють балочну розрізну ребристу просторову конструкцію.

Крайні балки, що зазнали найбільших пошкоджень, за проектом реконструкції були замінені. Ці балки були виготовлені за індивідуальним проектним рішенням з дотриманням чинних в Україні вимог [2].

Середні балки згідно з даними початкового проекту виготовлялися з бетону з показником середньої міцності $f_{cm} = 30$ МПа із звичайним робочим армуванням у вигляді арматурних зварних каркасів з стержнів періодичного профілю з сталі Ст5. За результатами контролю міцності бетону у відповідності до вимог [3] фактична міцність бетону «старих» балок на момент обстеження становила $f_{cm} = 20,0 \dots 28,9$ МПа, що значно менше проектного значення (до 33 %).

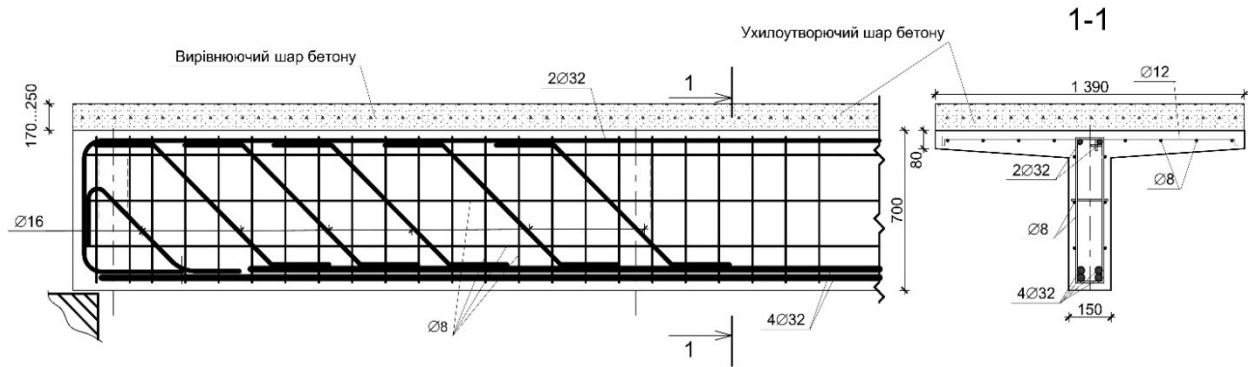


Рисунок 4 – Схема армування старих балок моста

Під час розробки проекту реконструкції розрахунки моста виконували на основі створення просторової комп'ютерної моделі із залученням програмно-обчислювального комплексу SCAD Office (версія 11.1), в якому реалізується кінцево-елементне моделювання розрахункових схем будівель і споруд. Теоретичною основою використаної програми є метод скінчених елементів (МСЕ), реалізований у формі переміщень. Розрахункова модель була побудована з використанням стержневих та плитних кінцевих елементів. Зокрема, плитними елементами моделювали накладну монолітну плиту прогонової будови моста.

За результатами розрахунку приймалось рішення відносно відновлення або збільшення несучої здатності всіх конструкцій мостової споруди.

Теж стосувалось і перевірки несучої здатності балок проїзної частини по похилим перерізам. В розрахунках враховували фізико-механічні характеристики бетону балок для класу C12/15 ($f_{ck} = 12$ МПа, $f_{cd} = 6,8$ МПа) та арматури Ст.5 ($f_{yd} = 245$ МПа; $f_{ywd} = 0,8f_{yd} = 196$ МПа; $f_{yk} = 295$ МПа). Результати розрахунків наведено в табл.1.

Таблиця 1

Результати перевірки несучої здатності балок проїзної частини мосту

№ балки	Розрахункова поперечна сила V_{Ed} , кН	Несуча здатність на зсув V_{Rd} , кН*		Висновок (коефіцієнт перевантаження відносно [2])
		за ДБН В.1.2-15:2006 [2]	за EN 1992-1-1:2004 та EN 1992-2:2004 [4, 5]	
3	252,5	225,4	230,7	Міцність не забезпечена ($\kappa = 1,12$)
4	265,4	231,6	234,6	Міцність не забезпечена ($\kappa = 1,15$)

Примітка. Під час розрахунків несучої здатності за [2, 4, 5] враховували окремі рекомендації [6].

Як видно із результатів розрахунку міцність балок на зсув не забезпечена. Перевантаження становить 12-15 %.

Рішення із підсилення балок

В проекті реконструкції було розроблено два варіанта технічних рішень із підсилення. Першим варіантом передбачалось підсилення із встановленням частково напружених поперечних стержнів (рис. 5). Цей варіант був відхилений генпідрядником через його велику трудомісткість та низьку технологічність, що значно впливало на строки виконання будівельних робіт. Другий варіант передбачав підсилення балок композитним вуглепластиковим матеріалом Sika Wrap [7] (рис. 6). Він дозволяв значно зменшити загальні трудовитрати часу, але збільшував на 4% загальну вартість робіт із реконструкції моста.

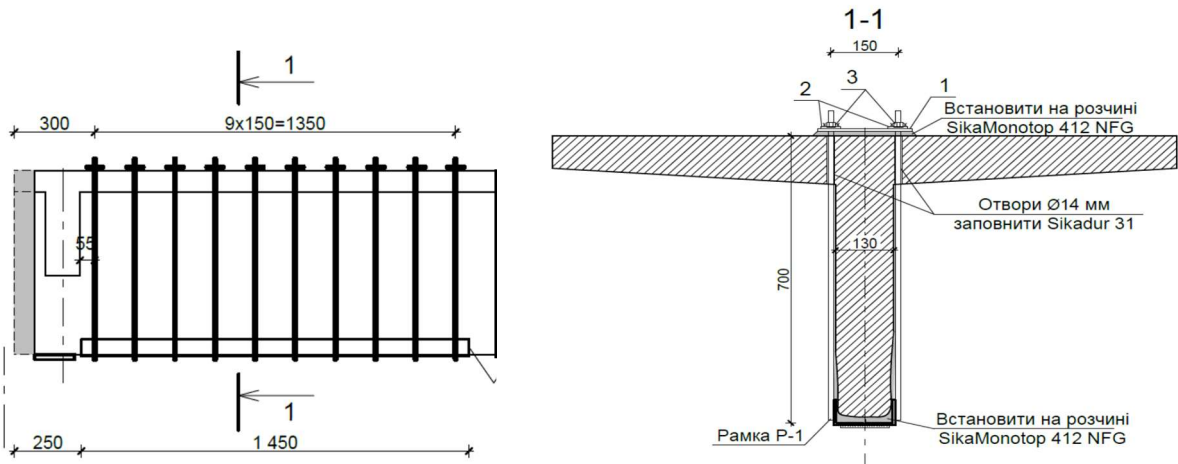


Рисунок 5 – Проектне рішення з підсилення балок із встановленням частково напружених поперечних стержнів

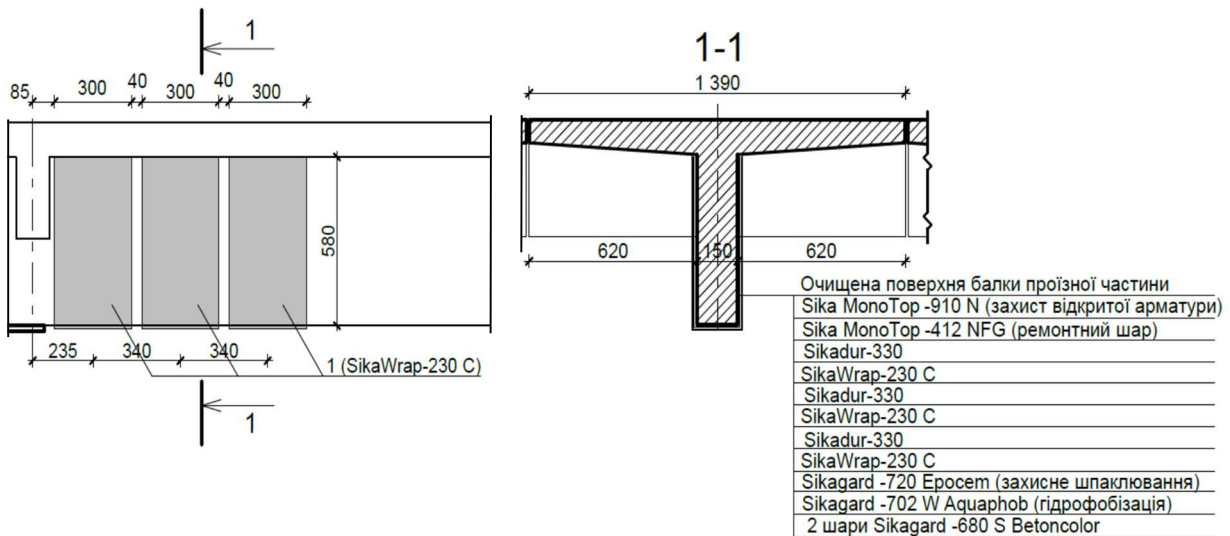


Рисунок 6 – Проектне рішення з підсилення балок композитним вуглепластиковим матеріалом Sika Wrap

Обґрунтування несучої здатності балок проведенням додаткових натурних випробувань

Враховуючи суттєві матеріальні витрати та трудомісткість із відновлення несучої здатності мостових балок, Замовник був зацікавлений у вирішенні проблеми іншим шляхом. Тому для остаточного вирішення проблеми виходили із наступних міркувань. По-перше, перевищення забезпеченої міцності становить не більше 15%. По-друге, з багаторічного досвіду проектування та випробування залізобетонних конструкцій відомо, що нормативні методи розрахунків на дію поперечних сил є менш досконалими у порівнянні з іншими розрахунками. До того ж, в сучасних програмних комплексах із розрахунку просторових конструкцій практично неможливо в повній мірі достовірно врахувати фактичний перерозподіл зусиль в перерізах. Точність та достовірність таких розрахунків залежить від ступеню ідеалізації системи, а також ступеню невизначеності вихідних даних.

Тому Замовником було прийнято рішення провести додаткові натурні випробування мостових балок і, за їх результатами, остаточно визначитись із необхідністю підсилення балок по похилім перерізах.

Авторами була розроблена схема та методика проведення натурних досліджень. Зовнішнє навантаження прикладали за допомогою двох чотирьохвісних вантажних автомобілів загальною вагою по 45 тон кожний. При цьому застосовували 4 схеми прикладання навантажень з створенням для балок максимального навантажувального ефекту по поперечній силі та згинальному моменту. Одна із схем дії навантаження наведена на рис. 7. В процесі досліджень контролювали прогини різних ділянок балок в поперечному та повздовжньому напрямках, характер та процеси тріщино утворення на приопорних та прольотних ділянках.

В процесі випробувань в балках були досягнуті значення зусиль, які приблизно відповідають експлуатаційним розрахунковим значенням (табл. 2).

Значення зусиль, які були досягнуті під час випробувань

Балка №	Зусилля, що були досягнуті під час випробувань		Експлуатаційні значення зусиль		Граничні розрахункові значення зусиль	
	V_{exp}	M_{exp}	$V, кН$	$M, кНм$	$V_{ed}, кН$	$M_{ed}, кНм$
3	164,5	255,6	176,9	281,1	252,5	500,2
4	177,0	271,1	187,1	292,8	265,4	521,3

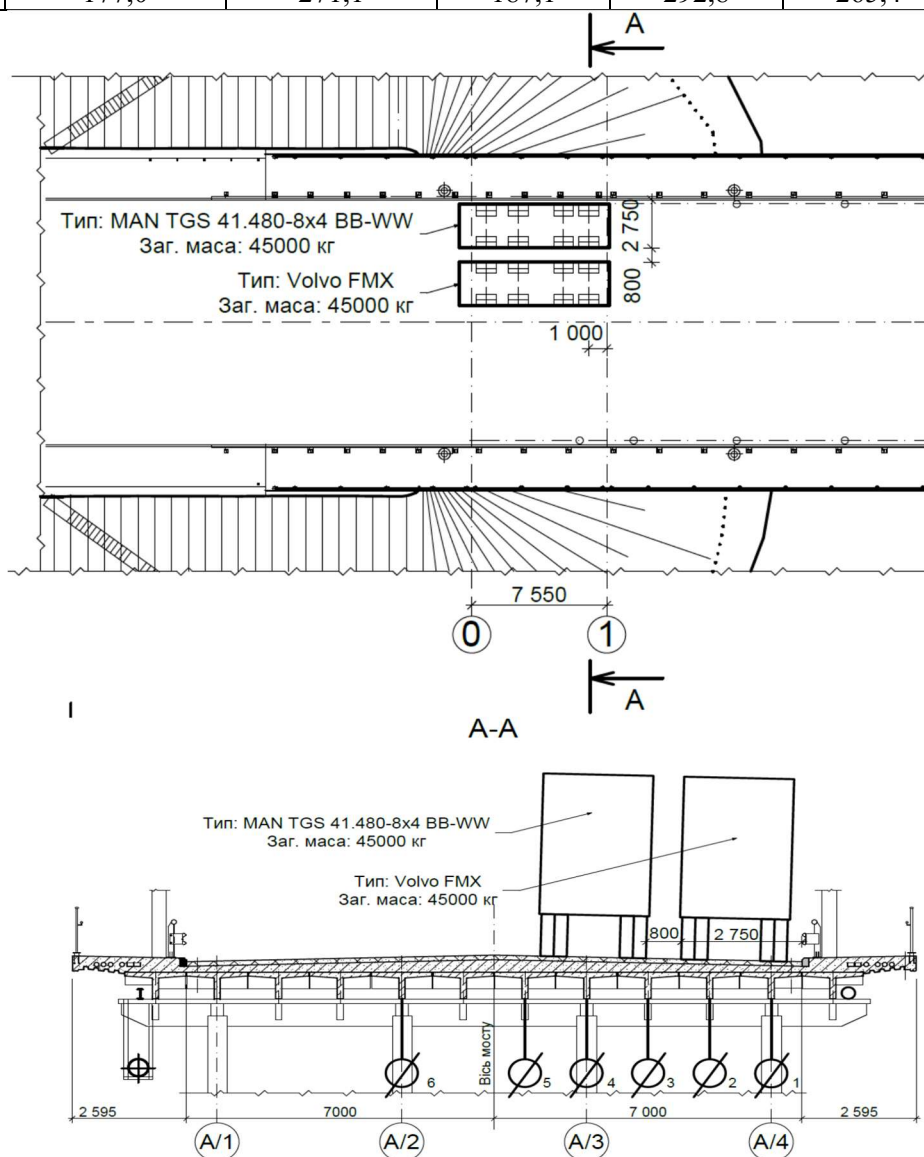


Рисунок 7 – Схема випробування балок проїзної частини на зсув

Для визначення теоретичних прогинів балок від випробувального навантаження використовували залежність «момент-кривизна» для нових (№ 2) та старих (№ 3) балок – рис. 8. Вони були розраховані за середньодослідними значеннями характеристик матеріалів балок згідно з методикою [8]. В розрахунках враховували переріз балок з включенням накладної плити та різні характеристики матеріалів для збірних елементів балок та монолітної накладної плити.

На рис. 9 наведені результати теоретичних та експериментальних значень прогинів балки №3 для різних схем навантаження. Схема 1 прикладання навантаження наведена на рисунку 7. В схемі 2 вантажні автомобілі розташовували з прикладанням навантаження від задньої осі машини в середині прольоту балок. Як видно із наведених даних визначені теоретичні значення прогинів більше ніж в 2 рази перевищують експериментальні. При цьому характер розподілу прогинів по ширині балочної прогонової будови практично не відрізняється. З огляду на ці дані можна стверджувати, що побудована розрахункова комп'ютерна модель дозволяє лише якісно визначати розподіл зусиль між конструкціями споруди моста. Проте кількісний розподіл деформацій суттєво відрізняється від дослідних параметрів.

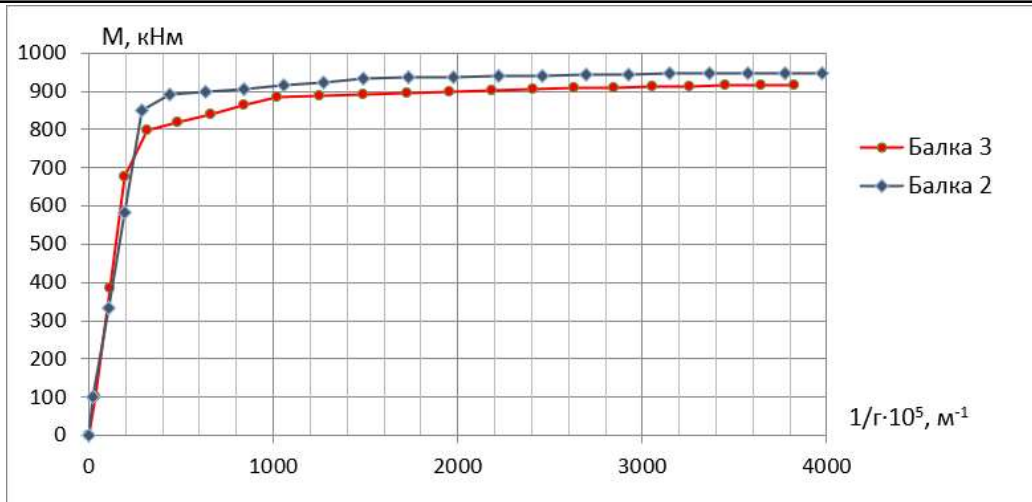


Рисунок 8 – Теоретичні залежності «момент-кривизна» для балок прогонової будови

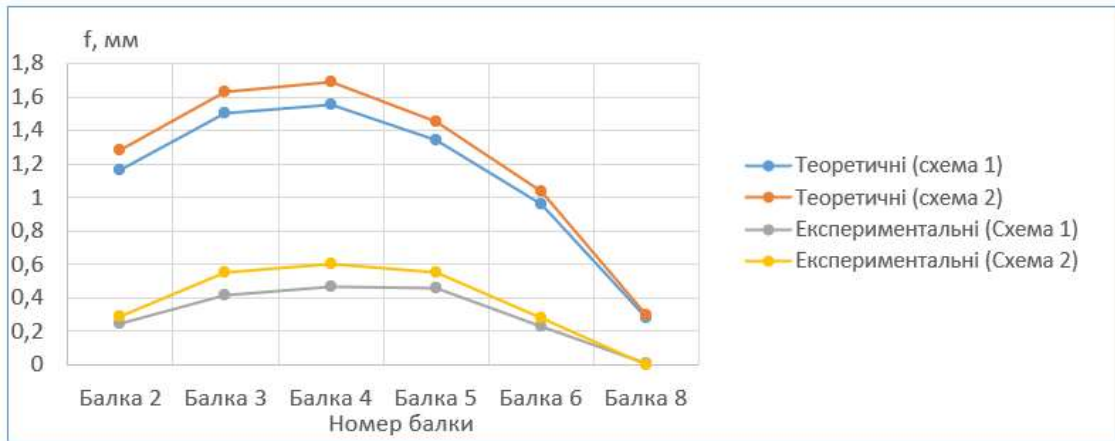


Рисунок 9 – Співставлення теоретичних та експериментальних даних випробувань

Що стосується процесу тріщиноутворення. В ході випробувань розкриття похилих тріщин на припорних ділянках не було виявлено. Хоча теоретично вони мали виникати і мали бути в межах до 0,05мм. Було зафіксовано розкриття нормальних тріщин в прольотних ділянках в межах 0,05-0,10 мм, причому в місцях біля напівдіафрагм. Окремі нормальні тріщини, які були виявлені також в прольотних ділянках, мали ширину розкриття до 0,10мм. Але після зняття навантаження їх ширина суттєво не змінювалися, а тому про їх природу виникнення однозначно важко зробити висновки.

Виявлений резерв деформативності досліджуваних ділянок балок свідчить про наявність в них запасів, які не були використані під час попередніх розрахунків. Це створює можливість переглянути ці розрахунки, наприклад, більш сміливо підійти до призначення фізико-механічних характеристик бетону. Так, якщо використовувати в розрахунках несучої здатності похилих перерізів значення характеристик бетону не для найнижчого класу бетону за результатами обстежень, а як для середньо статистичних значень – як для класу С16/20 з $f_{cm} = 20,0$ МПа. За таких умов несуча здатність балок прогонової будови на зсув буде забезпечена (табл. 3), що виключає потребу у додаткових підсиленнях.

Що стосується процесу тріщиноутворення. В ході випробувань розкриття похилих тріщин на припорних ділянках не було виявлено. Хоча теоретично вони мали виникати і мали бути в межах до 0,05мм. Було зафіксовано розкриття нормальних тріщин в прольотних ділянках в межах 0,05-0,10 мм, причому в місцях біля напівдіафрагм. Окремі нормальні тріщини, які були виявлені також в прольотних ділянках, мали ширину розкриття до 0,10мм. Але після зняття навантаження їх ширина суттєво не змінювалися, а тому про їх природу виникнення однозначно важко зробити висновки.

Виявлений резерв деформативності досліджуваних ділянок балок свідчить про наявність в них запасів, які не були використані під час попередніх розрахунків. Це створює можливість переглянути ці розрахунки, наприклад, більш сміливо підійти до призначення фізико-механічних характеристик бетону. Так, якщо використовувати в розрахунках несучої здатності похилих перерізів значення характеристик бетону не для найнижчого класу бетону за результатами обстежень, а як для середньо статистичних значень – як для класу С16/20 з $f_{cm} = 20,0$ МПа. За таких умов несуча здатність балок прогонової будови на зсув буде забезпечена (табл. 3), що виключає потребу у додаткових підсиленнях.

Результати перевірки несучої здатності балок проїзної частини мосту за умови класу міцності бетону на стиск С16/20

№ балки	Розрахункова поперечна сила V_{Ed} , кН	Несуча здатність на зсув V_{Rd} , кН*		Висновок (коефіцієнт перевантаження відносно [2])
		за ДБН В.1.2-15:2006 [2]	за EN 1992-1-1:2004 та EN 1992-2:2004 [4, 5]	
3	252,5	258,0	269,2	Міцність не забезпечена ($\kappa=0,98$)
4	265,4	267,0	273,0	Міцність не забезпечена ($\kappa=0,99$)

Висновки

Проведені дослідження дозволи уточнити фактичний напружено-деформований стан балок в залежності від фактичної конструктивної схеми та прикладеного навантаження. Уточнені вихідні дані дозволили зробити повторний розрахунок із перевірки несучої здатності похилих перерізів та відмовитись від необхідності додаткових робіт із їх підсилення.

Побудована комп'ютерна модель мостової споруди відображає тільки якісно роботу балочної прогонової будови моста. Проте кількісне порівняння результатів розрахунків та випробувань показує наявність суттєвого запасу жорсткості в реальній конструкції у порівнянні з комп'ютерною ідеалізованою розрахунковою моделлю.

Виявлені резерви несучої здатності частково обумовлені обережним підходом під час визначення та врахування вихідних даних до розрахунків конструкцій, що тривалий час експлуатувалися без належного технічного супроводу.

В чинних нормах проектування залізобетонних конструкцій [4, 5] прийняті залежності з визначення несучої здатності на зсув на основі фермової моделі не дозволяють враховувати у розрахунках роботу різних частин перерізу з різним класом бетону, в окремих випадках призводять до завищення надійності конструкцій і потребують подальшого розвитку та вдосконалення.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Войцехівський О.В., Байда Д.М., Попов В.О. Результати обстеження та оцінка технічного стану мостової споруди через річку Південний Буг по вул. В. Чорновола у м. Вінниця. Будівлі та споруди спеціального призначення. Сучасні матеріали та конструкції. Київ, КНУБА, 2016. Вип. 61. С. 193-202.
2. ДБН В.1.2-15:2009 Мости та труби. Навантаження та впливи. [На заміну ДБН В.2.3-14:2006]. [Чинний від 2009-11-11]. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009.
3. ДСТУ Б EN 13791:2013 (EN 13791:2007, IDT). Оцінка міцності бетону на стиск в конструкціях та збірних бетонних елементах. [Чинний від 2014-01-01]. Мінрегіон України. Київ, 2013.
4. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). [Чинний від 2013-07-01]. Мінрегіонбуд України. Київ, 2012.
5. ДСТУ-Н Б EN 1992-2:2012. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 2. Проектування залізобетонних мостів (EN 1992-2:2005, IDT). [Чинний від 2013-07-01]. Мінрегіонбуд України. Київ, 2012.
6. ДСТУ Б В.2.6-154:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції. Збірно-монолітні конструкції. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011.
7. Ю.М. Собко, О.В. Панченко, А.Г. Сінякін, Д.Й. Тарнопольський, В.М. Вітрук, О.В. Кот, О.В. Войцехівський, Д.М. Байда. Технології Sika для реконструкції мостів // Вісник національного університету «Львівська Політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. Випуск №877. Львів, 2017. С.191-198
8. Методичні рекомендації по уточненому розрахунку залізобетонних елементів з врахуванням повної діаграми стиснення бетону / А. Н. Бамбура, В. Я. Бачинський та інші. – Київ, 1987. – 25 с.

REFERENCES

1. Voytsekhivskiy O.V., Bayda D.M., Popov V.O. Rezul'taty obstezhennya ta otsinka tekhnichnoho stanu mostovoyi sporudy cherez richku Pivdennyi Buh po vul. V. Chornovola u m. Vinnytsya. Budivli ta sporudy spetsial'noho pryznachennya. Suchasni materialy ta konstruktsiyi. Kyuyiv, KNUBA, 2016. Vyr. 61. S. 193-202.
2. DBN V.1.2-15:2009 Mosty ta truby. Navantazhennya ta vplyvy. [Na zaminu DBN V.2.3-14:2006]. [Chynnyy vid 2009-11-11]. Minrehionbud Ukrayiny. Kyuyiv, 2009.
3. DSTU B EN 13791:2013 (EN 13791:2007, IDT). Otsinka mitsnosti betonu na stysk v konstruktsiyakh ta zbirnykh betonnykh elementakh. [Chynnyy vid 2014-01-01]. Minrehion Ukrayiny. Kyuyiv, 2013.
4. DSTU-N B EN 1992-1-1:2010. Yevrokod 2. Proektuvannya zalizobetonnykh konstruktsiy. Chastyna 1-1. Zahal'ni pravyla i pravyla dlya sporud (EN 1992-1-1:2004, IDT). [Chynnyy vid 2013-07-01]. Minrehionbud Ukrayiny. Kyuyiv, 2012.
5. DSTU-N B EN 1992-2:2012. Yevrokod 2. Proektuvannya zalizobetonnykh konstruktsiy. Chastyna 2. Proektuvannya zalizobetonnykh mostiv (EN 1992-2:2005, IDT). [Chynnyy vid 2013-07-01]. Minrehionbud Ukrayiny. Kyuyiv, 2012.

6. DSTU B V.2.6-154:2010. Betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi. Zbirno-monolitni konstruktsiyi. Pravyla proektuvannya. [Chynnyy vid 2011-06-01]. Minrehionbud Ukrayiny. Kyiv, 2011.
7. YU.M. Sobko, O.V. Panchenko, A.H. Sinyakin, D.Y. Tarnopol's'kyu, V.M. Vitruk, O.V. Kot, O.V. Voytsekhivs'kyu, D.M. Bayda. Tekhnolohiyi Sika dlya rekonstruktsiyi mostiv // Visnyk natsional'noho universytetu «L'vivs'ka Politekhnik». Seriya: Teoriya i praktyka budivnytstva. Vypusk №877. L'viv, 2017. S.191-198.
8. Metodicheskiye rekomendatsii po utochnennomu raschetu zhelezobetonnykh elementov s uchetom polnoy diagrammy szhatiya betona / A. N. Bambura, V. YA. Bachinskiy i dr. – Kiyev, 1987. – 25 s.

Байда Денис Миколайович – к.т.н., доцент кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т., Факультет гірничої справи, природокористування та будівництва. Державний університет «Житомирська політехніка», м. Житомир, email: denisbayda@gmail.com. ORCID: 0009-0004-0004-377X.

Войцехівський Олександр Владиславович – к.т.н., доцент кафедри будівництва, міського господарства та архітектури. Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, email: voicshvinn@gmail.com.

Попов Володимир Олексійович – к.т.н., доцент кафедри будівництва, міського господарства та архітектури. Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, email: v.a.popov.vntu@gmail.com. ORCID: 0000-0003-2379-7764.

Котенко Володимир Володимирович – к.т.н., доцент, декан факультету гірничої справи, природокористування та будівництва. Державний університет «Житомирська політехніка», м. Житомир, email: gef_kviv@ztu.edu.ua. ORCID: 0000-0001-8764-1692.

D. Baida¹
O. Voitshivskiy²
V. Popov²
V. Kotenko¹

THE SHEAR CAPACITY OF THE REINFORCED CONCRETE BRIDGE BEAMS

¹State University «Zhytomyr Polytechnic»
²Vinnytsia National Technical University

The article considers the solution of the scientific and practical problem of specifying the shear capacity of reinforced concrete bridge beams. Solution of the problem is based on example of the reconstruction of the bridge across the river Southern Buh in Chernovol street in Vinnytsia. These beams with a span of 7.5 m rest on the upper structures of the main spans of the bridge with a length of 45 m. Calculations according to current standards showed that the shear capacity of the beams is insufficient and they need to be strengthened. Additional research by the field test method made it possible to specify the actual level of stresses in the cross-sections of bridge beams and the actual nature of cracking along length of beams. Based on these data, repeated calculations were made to check the shear capacity of the bridge beams. These calculations made it possible to identify additional reserves of the bearing capacity of the inclined cross-sections of the beams and to abandon the need for strengthening. The identified reserves of the shear capacity are partially due to a cautious approach when determining and taking into account the initial data for the calculations of structures that have been operated for a long time without proper technical support. In addition, modern standards for the design of reinforced concrete structures in terms of ensuring the shear capacity do not allow taking into account the peculiarities of the operation of reinforced structures, are based on simplified models of the operation of reinforced concrete beams at the supporting sections and therefore require further development and improvement.

Key words: bridge, reinforced concrete beam, the shear capacity, tests.

Baida Denys M. – Ph.D., Assistant Professor of department of Mining Technologies and Construction named after Prof. Bakka M.T., Faculty of Mining, Nature Management and Construction, State University «Zhytomyr Polytechnic», Zhytomyr city, email: denisbayda@gmail.com.

Voitshivskiy Olexander V. – Ph.D. Assistant Professor of department of civil engineering, architecture and municipal economy, Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnytsia national technical university, Vinnytsia city, email: voicshvinn@gmail.com.

Popov Vladimir O. – Ph.D. Assistant Professor of of department of civil engineering, architecture and municipal economy, Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnytsia national technical university, Vinnytsia city, email: v.a.popov.vntu@gmail.com

Kotenko Volodymyr. V. – Ph.D., Dean of Faculty of Mining, Nature Management and Construction, State University «Zhytomyr Polytechnic», Zhytomyr city, email: gef_kviv@ztu.edu.ua.