ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)
Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 2021, № 20

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.004.69

ЯО СІНЬ[1*], М. З. ЮПИН[2], Л. В. САЛІЙЧУК[3], В. Г. КВАША[4]

[1*] Кафедра «Автомобільні дороги та мости», Національний університет «Львівська політехніка»,
вул. Степана Бандери, 12, Львів, Україна, 79013, тел. +38 (073) 402 65 10,
ел. пошта yaoxinukraine@gmail.com, ORCID 0000-0001-6490-279X
[2] Галузева науково-дослідна лабораторія ГНДЛ-88, Національний університет «Львівська політехніка»,
вул. Степана Бандери, 12, Львів, Україна, 79013, тел. +38 (093) 855 98 23,
ел. пошта mark.yupyn@gmail.com, ORCID 0000-0002-8883-7117
[3] Галузева науково-дослідна лабораторія ГНДЛ-88, Національний університет «Львівська політехніка»,
вул. Степана Бандери, 12, Львів, Україна, 79013, тел. +38 (067) 718 22 06,
ел. пошта lubovsalijcuk@gmail.com, ORCID 0000-0003-2016-9818
[4] Кафедра «Автомобільні дороги та мости», Національний університет «Львівська політехніка»,
вул. Степана Бандери, 12, Львів, Україна, 79013, тел. +38 (096) 460 07 34,
ел. пошта victor.h.kvasha@lpnu.ua, ORCID 0000-0002-5620-485X

ОПТИМАЛЬНЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНЕ ВИРІШЕННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ МІСЬКОГО ШЛЯХОПРОВОДУ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ЙОГО ВИПРОБУВАНЬ

Мета. Черговий раз привернути увагу власників мостів та фахівців-мостовиків до проблем реконструкції експлуатованих тривалий час мостів та на конкретному прикладі реконструкції досить проблемного, експлуатованого більше 60-ти років міського шляхопроводу показати, що за оптимальних конструктивно-технологічних рішень реконструкції одержали відновлений міст, експлуатаційні і техніко-економічні показники якого згідно вимог ДБН повністю відповідають новозбудованому мосту, але за значно менших витрат на реконструкцію та коротших строків виконання робіт. **Методика.** Для досягнення поставленої мети за останні десять років експлуатації шляхопроводу проведено триразове його обстеження і натурні статичні випробування. Встановлено, що більшість існуючих залізобетонних конструкцій, хоча і має дефекти і потребує ремонту, але може бути використана для подальшої експлуатації після реконструкції за умови їх підсилення. Виявлено також зношені неремонтопридатні конструкції, які потребували заміни**. Результати.** За цими вихідними даними розроблений проєкт реконструкції з використанням наукових і конструкторсько-технологічних розробок ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» з реконструкції мостів. Прольотна будова розширена до 4-х смуг руху з габариту Г-10,5+2×0,9 м до нового Г-16,5+2×1,5 м комбінованим способом – симетричною добудовою двох нових балок з обпиранням їх на розширені опори та влаштуванням збірно–монолітної залізобетонної накладної плити з консольними звісами довжиною 2,7 м. Найбільше ушкоджені крайні балки замінені новими, розрахованими на нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100. Залишені для подальшої експлуатації існуючі балки підсилені одним із найменш затратних способів – зміною статичної схеми з існуючої розрізної на нову защемлену на опорах рамно-нерозрізну. Передбачений комплекс ремонтних робіт для забезпечення нормованої довговічності реконструйованого шляхопроводу**. Наукова новизна** полягає у розробленні методики визначення експериментальних КПР згинальних моментів (КПРМ) і зовнішніх навантажень (КПР) за результатами випробувань прольотної будови. Підтверджена можливість застосування методу пружних опор для просторового розрахунку прольотних будов з балками різної жорсткості. **Практична значимість.** Застосування оптимальних конструктивних рішень реконструкції існуючих прольотних будов: залізобетонної накладної плити з великими консольними звісами для розширення і зміни статичної схеми для підсилення балок прольотних будов.

Ключові слова: залізобетонні мости; реконструкція; комбінований спосіб розширення; підсилення; випробування

Вступ

Короткий опис проблеми реконструкції мостів. В будівельному комплексі реконструкція об’єктів будівництва посідає особливе місце. Слід зазначити, що вона є різноплановою і загалом охоплює практично всю будівельну інфраструктуру. Це можуть бути окремі будівельні об’єкти різного призначення, промислові підприємства, міста і населені пункти, окремі

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

об'єкти історичної спадщини, архітектурні пам'ятки тощо.

Окрему групу становлять об'єкти транспортної інфраструктури, зокрема мости, як найбільш складні і відповідальні технічні системи, невдалі конструктивні рішення реконструкції яких спричиняють передчасне виведення моста з експлуатації або навіть аварії з особливо тяжкими матеріальними, соціальними і моральними наслідками, а також вкрай негативною, миттєвою та досить гострою реакцією громадянського суспільства (Кваша, Салійчук, & Стечишин, 2019; Radomski, & Kasprzak, 2017).

Практично реконструкція об'єктів транспортної інфраструктури включає вирішення двох типів завдань. Перший – більш простий, полягає у відтворенні втрачених під час експлуатації закладених в проєкті будівництва об'єкту експлуатаційних показників і споживчих властивостей. Це пов'язане із заміною окремих зношених (фізично застарілих) елементів або ж з їх підсиленням, але, як правило, без зміни генеральних розмірів і функціонального призначення споруди. Другий тип завдань – більш складний і відповідальний і в той же час найбільш актуальний, полягає у наданні споруді нових експлуатаційних показників, відповідаючих вимогам чинних на час реконструкції нормам проєктування нових мостів (ДБН В.2.3-22:2009). Ці задачі вирішуються комплексно, шляхом часткової перебудови споруди, введення у її склад нових конструктивних елементів, підсилення залишених для подальшої експлуатації існуючих, як правило, зі зміною генеральних розмірів та функціонального призначення з іншими, ніж до реконструкції, експлуатаційними показниками. При вирішенні задач повної реконструкції додатковою, але досить важливою умовою є максимальне використання і збереження існуючих конструкцій (але не на шкоду якості), що гарантує мінімальну вартість реконструкції і строки виконання робіт.

Безсумнівним є також і те, що визначення характеру і об'ємів реконструктивних робіт залежить від ряду факторів, які необхідно в кожному конкретному випадку піддавати ґрунтовному аналізу, а саме: вивчення стану об'єкту, аналіз його роботи за весь період експлуатації, рівень фізичного стану конструктивних елементів, ступінь серйозності дефектів і пошкоджень, можливих конструктивних недоліків, техніко-економічний аналіз та аналіз майбутніх перспектив з умов доцільності прийняття конкретних рішень.

Передусім треба відзначити, що вантажопідйомність (несуча здатність), пропускна здатність, безпека та комфортність руху – це та фундаментальна тріада, на якій базується реконструкція об'єктів транспортної інфраструктури, зокрема мостів. Обов'язковим доповненням цієї тріади є ще такі важливі експлуатаційні показники як довговічність (нормований строк служби реконструйованого моста згідно вимог ДБН (ДБН В.2.3-22:2009) повинен бути не меншим (ніж нового), техніко-економічна ефективність (мінімальна вартість самої реконструкції і мінімальні майбутні експлуатаційні видатки, короткі строки виконання робіт порівняно з новим будівництвом), естетичні вимоги і архітектурна привабливість відновленої споруди (Кваша, Салійчук, & Шуляр, 2019; Кваша, Яо Сінь, Салійчук, & Шуляр, 2021).

Слід наголосити, що реконструкція є особливою формою відновлення втрачених під час експлуатації функціональних і споживчих властивостей, тому її можна вважати вдалою (ефективною) лише при гарантованому забезпеченні означених вище показників. Тобто реконструйований міст за параметрами і споживчими властивостями не повинен відрізнятись від нового, а може бути і кращим від нього (Горбачевська, & Кваша, 2017; Кваша, Ковальчик, Мурин, Полець, & Салійчук, 2008; Radomski, & Kasprzak, 2017).

Цієї радикальної вимоги, на наш погляд, можна досягти лише за умови знаходження ефективних конструктивно-технологічних рішень реконструкції на основі оптимального проєктування (Микитенко, 2012; Ааwdin, & Petrusevicz, 2018; Zamorowski, & Suchy, 2021). Тому проєктну документацію реконструкції з дотриманням критеріїв оптимальності та виконання будівельних робіт повинні виконувати спеціалізовані організації, які мають досвід, фахівців відповідної кваліфікації та обладнання для якісного виконання робіт.

Насправді, на жаль, це не завжди так. Досить часто проєктні організації, що виграли тендер на проєктування, не маючи досвіду проєктування реконструкції, під титулом «проєкт реконструкції» насправді без належного обґрунтування проєктують будівництво нового моста

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

за зовсім іншою, ніж існуючий міст, конструктивною схемою, та з застосуванням інших типів конструкцій прольотних будов і опор. Це вимагає значних додаткових капіталовкладень, а також значних додаткових видатків на утилізацію існуючого моста.

Дилема–повна перебудова чи відновлення існуючого моста з використанням його конструкцій це окрема тема. Тому не вдаючись у подробиці і деталі наведемо лише один приклад збудованого моста замість реконструкції існуючого, який є яскравою ілюстрацією повної невідповідності титулу проєктно-кошторисної документації і реальному проєкту. Це зданий тепер в експлуатацію міст через р. Дністер, проєкт якого формально має титул «Реконструкція мостового переходу через р. Дністер на автомобільній дорозі державного значення М-12 Стрий-Тернопіль-Кропивницький-Знам'янка (через Вінницю) км. 28+964, Львівської обл.».

Існуючий міст залізобетонний балковий, розрізний за схемою 8×22,2 м. Період будівництва 60-ті роки минулого сторіччя, прольотні будови зібрані із збірних залізобетонних балок за типовим проєктом Вип. 56 (Типовые проекты, 1958). В поперечному перерізі по сім балок з кроком 1,4 м, що забезпечує габарит Г-8+2×0,75 м. Проміжні опори типу масивних биків висотою 7-8 м на фундаментах з забивних залізобетонних паль. Берегові – дворядні з забивних паль, об'єднані зверху насадкою з шафовою стіною і зворотними боковими відкрилками. Проєктні пропозиції з реконструкції розроблені ГНДЛ-88 (НУ «Львівська політехніка»). Передбачалось при максимальному використанні існуючих конструкцій розширення прольотних будов до габариту Г-10+2×1,25 м розробленою в ГНДЛ-88 конструкцією монолітної залізобетонної накладної плити з виступаючими консольними звісами довжиною 2,7 м від осі крайніх балок (Горбачевська, & Кваша, 2017; Кваша, Ковальчик, Мурин, Полець, & Салійчук, 2008; Кваша, Салійчук, & Шуляр, 2019; Кваша, Яо Сінь, Салійчук, & Шуляр, 2021). Підсилення існуючих балок одним з найменш затратних способів – зміною статичної схеми балок прольотної будови з вільнообпертої розрізної на нерозрізну з встановленням дублюючих опорних частин–металевих катків. Передбачене виконання комплексу ремонтних робіт з ліквідації дефектів балок та забезпечення їх довговічності, нормованої ДБН (ДБН В.2.3-22:2009) для нових мостів. За підрахунками вартість реконструкції при використанні для ремонту високоякісних і, відповідно, дороговартісних матеріалів становлять 52,3 млн. грн. Зважаючи, що це не нове будівництво а реконструкція і на можливі невраховані ризики і додаткові роботи цю суму збільшили на 10,0 млн. тобто загальна сума для порівняння – 62,3 млн. грн.

Реалізований варіант нового моста має конструктивну схему 2×24+4×33 м, складається з двох температурно-нерозрізних ланок по 90,1 м. Габарит Г-9,5+2×1,25 м. В поперечному перерізі розміщені вісім залізобетонних попередньо напружених балок з кроком 1,5 м. Балки об'єднуються монолітною залізобетонною плитою мостового полотна, яка бетонується на збірних композитних плитах, що використовуються як незнімна опалубка. Консольні звіси плити для влаштування підвищених тротуарів довжиною 1,41 м від осі крайніх балок. Обпирання балок на гумові армовані опорні частини типу ГАОЧ. Проміжні опори – залізобетонні стовпчасті, в поперечному перерізі моста з п'яти стовпів діаметром 1,0 м зверху стовпи об'єднані залізобетонним ригелем з підферменниками різної висоти під кожну балку для створення поперечних ухилів мостового полотна. Фундаменти опор на буронабивних палях діаметром 1,2 м з розширеною п'ятою до 2,4 м і кроком поперек моста 3,0 м.

Кошторисна вартість моста становить 229,445 млн. грн. (в цінах 2017 р.), фактичні затрати 211,82 млн. грн., приведена вартість 1 м^2 – 87,83 тис. грн., тобто порівняно з пропонованим варіантом реконструкції існуючого моста вона є більшою у 3,4 рази. Таким чином лише на одному цьому об'єкті держава втратила не менше 149,5 млн. грн. (Фінансування будови з держбюджету). Хто при цьому виграв можемо лише здогадуватись. Крім того ще додаткові і не малі затрати на розбирання і утилізацію існуючого моста. Їх величина за попередніми підрахунками сягає цифри, якої б вистачило на реконструкцію двох подібних мостів. Проєктний інститут, який проєктував не реконструкцію, а будівництво нового моста без будь-яких техніко-економічних обґрунтувань – Інститут проєктування інфраструктури транспорту (ІПІТ, м. Харків).

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

Не коментуючи деталей, відмітимо лише, що наведений приклад порівняння реконструкції і необґрунтованої перебудови на реальному об'єкті однозначно підтверджує, що фахово обґрунтовані на науковій основі оптимальні конструктивно-технологічні рішення реконструкції дають можливість одержати відтворену споруду з експлуатаційними і техніко-економічними показниками за чинними нормами проєктування мостів, але за значно менші кошти і коротші строки виконання робіт.

Дотримання засад оптимального проєктування, які є спільними для проєктування будівельних споруд різного призначення як при новому будівництві, так і реконструкції (Микитенко, 2012; Aławdin, & Petrusevicz, 2018; Zamorowski, & Suchy, 2021). Основою цих засад є заданий для проєктування комплекс критеріїв оптимальності, яким повинна відповідати реконструйована споруда: найкраща якість, найкраще функціонування реконструйованого мосту, нормовані експлуатаційні показники, вартість реконструкції, умови експлуатації та експлуатаційні затрати, довговічність та ін. Найбільш надійний спосіб забезпечення цих критеріїв в проєкті реконструкції моста є варіантне проєктування на стадії прийняття рішень по об'єкту в цілому (наприклад, реконструкція чи перебудова) і на стадії проєктування окремих складових, конструкцій, деталей, вузлів тощо.

Характерним при реконструкції є ще одне важливе правило оптимізації, коли введені у склад існуючої конструкції нові елементи є поліфункціональними, тобто виконують декілька функцій. Лише комплексне поєднання і спільна робота збережених існуючих і введених у склад реконструйованої системи нових елементів дає можливість одержати оптимальний варіант відтвореної споруди з новими, нормованими ДБН, експлуатаційними і техніко-економічними показниками при мінімальних реконструктивних і майбутніх експлуатаційних затратах.

Критерії оптимальності необхідно обов'язково приймати до уваги для вирішення такого принципово важливого питання як реконструкція існуючого моста чи його перебудова. Прийняттю такого рішення повинно передувати досконале вивчення та оцінка технічних і економічних показників функціонування моста (Кваша, 2002; Bień, & Gladysz-Bień, 2014), серйозне всебічне обґрунтування та техніко-економічне порівняння варіантів. Власний багаторічний досвід з обстеження і випробування мостів (Горбачевська, & Кваша, 2017; Кваша, 2002; Кваша, & Рачкевич, 2008) свідчить, що експлуатаційний стан переважної більшості з них через неадекватну експлуатацію чи її відсутність не є ідеальним, але і не настільки катастрофічним щоб масово перебудовувати мости, які ще, не дивлячись на наявність дефектів, можуть десятки років експлуатуватись або, за необхідності, реконструюватись.

Мета

Цією роботою автори мали намір черговий раз привернути увагу власників мостів та фахівців-мостовиків до проблеми реконструкції експлуатованих тривалий час мостів, та на конкретному прикладі реалізованої реконструкції досить проблемного і складного об'єкту – міського шляхопроводу показати, що за оптимальних проєктних конструктивно-технологічних рішень реконструкції експлуатаційні і техніко-економічні показники відновленого моста відповідають новозбудованому, але за значно менших коштах на реконструкцію та коротших строках виконання робіт.

Методика

Існуючий шляхопровід. Його експлуатаційний стан. Існуючий шляхопровід через залізничні колії розташований на прямій ділянці міської вуличної магістралі, яка за перспективною інтенсивністю руху належить до магістральної вулиці загальноміського значення регульованого руху. Шляхопровід збудовано орієнтовно в 1959-60 р.р. за індивідуальним проєктом з конструктивними рішеннями прольотних будов і армування головних балок за розробленим наприкінці 50-х років минулого сторіччя типовим проєктом ТП вип. 56 (Типовые проекты, 1958).

Шляхопровід балковий, розрізний, трьохпрольотний за конструктивною схемою 11,4+18,6+11,4 м, загальною довжиною 41,4 м і габаритом Г-10,5+2×0,9 м (рис. 1, рис. 2). Перетин залізничної колії косий під кутом 70°.

За типом балкової клітки прольотні будови перехресно-ребристі, зібрані з 10-ти збірних залізобетонних балок таврового профілю з кроком поперек прольоту 1,4 м. Балки об'єднані

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

між собою тільки в площинах косих в крайніх і прямих в середньому прольотах поперечних діафрагм, розташованих вздовж прольотів з кроком 2,7 м (рис. 2): в крайніх прольотах – зварюванням вставних трикутних блоків діафрагм до закладних деталей в ребрах і полиці балок (рис. 2, в); в середньому – зварюванням півдіафрагм суміжних балок верхніми і нижніми металевими накладками.

Головні балки таврового перерізу індивідуального проєктування довжиною в крайніх прольотах 11,36 м і висотою 0,85 м, в середньому – відповідно 18,56 м і 1,15 м. Тип армування за аналогією з ТП вип. 56 двома плоскими зварними каркасами із поздовжньою робочою арматурою періодичного профілю Ø 32 мм з 4-5 рядів по висоті без зазорів між ними.

Берегові опори з однорядних залізобетонних забивних паль, об'єднаних зверху монолітною залізобетонною насадкою з шафовою стіною і зворотними відкрилками.

а)

б)

Рис. 1. Загальний вид існуючого шляхопроводу (а) та вид на мостове полотно (б)

Проміжні опори рамного типу скомпоновані з двох окремих П-подібних рам, стійки кожної з яких двотаврового перерізу об'єднані між собою збірним залізобетонним ригелем прямокутного перерізу 145×60 см.

В межах перерізу ригеля рами розділені деформаційним швом (рис. 2, б). Внизу стійки жорстко защемлені у підколонниках, монолітно об'єднаних з суцільною залізобетонною плитою фундаменту.

Мостове полотно (рис. 2, б, в) включає проїзну частину шириною 10,5 м, з асфальтобетонним покриттям товщиною 20-22 см, підвищені тротуари по 0,9 м із збірних за ТП вип. 56 накладних залізобетонних блоків рамної конструкції, металеве решітчасте перильне огородження і встановлене уже в процесі експлуатації напівжорстке металеве бар'єрне огородження, закріплене до нестандартних металевих стійок. Над опорами влаштовані деформаційні шви закритого типу з металевим лотком-компенсатором.

За останні десятиліття експлуатації у зв'язку з погіршенням експлуатаційного стану шляхопровід неодноразово обстежували. За характером виявлених дефектів і пошкоджень експлуатаційний стан його визнаний непридатним до нормальної експлуатації в першу чергу через незадовільні основні експлуатаційні вимоги – вантажопідйомність, пропускну здатність, безпеку і комфортність руху та довговічність. Як важливий об'єкт інфраструктури вулиці загальноміського значення для приведення експлуатаційних показників до вимог ДБН (ДБН В.2.3-22:2009) необхідна його реконструкція з розширенням габариту мостового полотна, підсиленням і ремонтом пошкоджених елементів та ліквідацією дефектів.

Виявлені дефекти і пошкодження є типовими для залізобетонних мостів старої побудови (Горбачевська, & Кваша, 2017; ДБН В.2.3-6:2009; Кваша, 2002). Насамперед це вкрай незадовільний стан облаштування мостового полотна з багаторазовим нарощенням шарів асфальтобетонного покриття з нерівностями і вибоїнами в ньому (рис. 1, б), зруйнованими деформаційними швами, а також неробочим станом гідроізоляції, термін служби якої давно вичерпався.

Відкриті бокові і нижні поверхні крайніх балок внаслідок агресивної дії багаторазового періодичного замочування-висихання, замерзання-розмерзання недопустимо пошкоджені. Це відшарування захисного шару бетону на значних ділянках з відкриттям поздовжньої і поперечної арматури (рис. 3, а, б, в), інтенсивна корозія з втратою площі поздовжньої арматури Ø 32 мм до 20 % і поперечної арматури Ø 8 мм до 70 %. Окремі стержні поперечної арматури прокородували на 100 % (розірвані). За цими ознаками крайні, найбільше навантажені балки всіх прольотів визнані непрацездатними і неремонтопридатними, під час реконструкції потребують заміни.

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

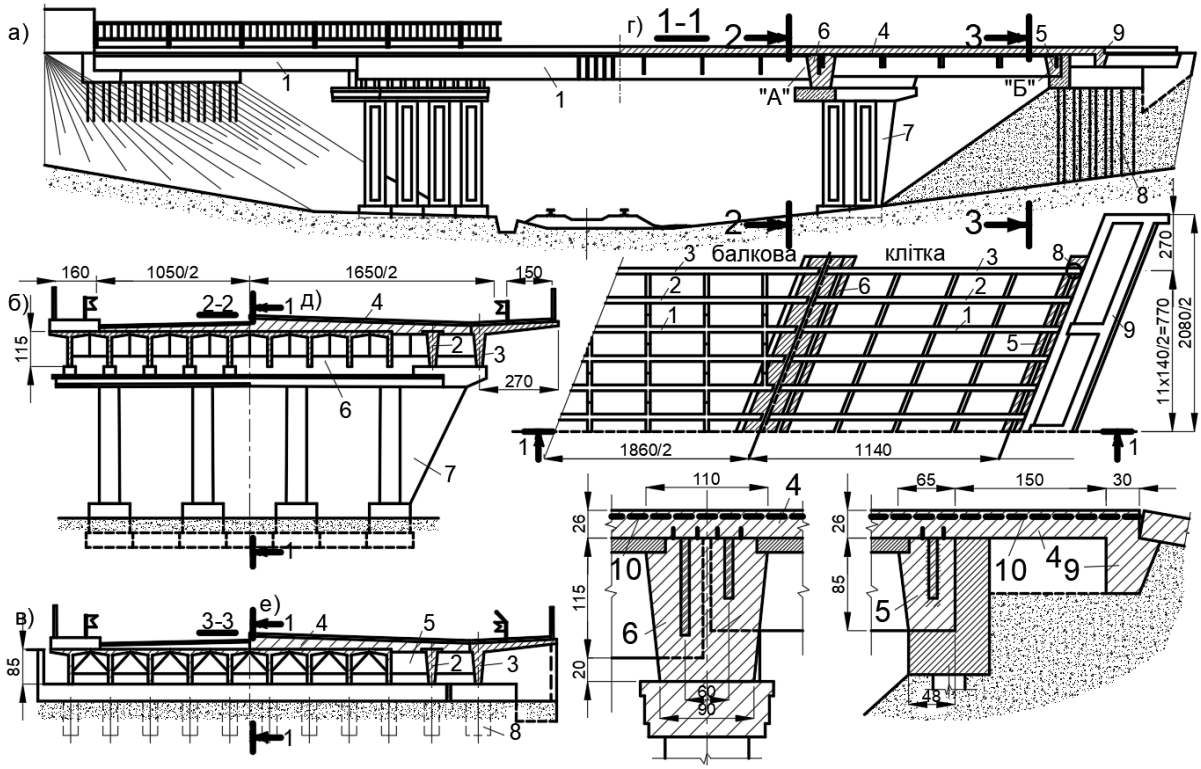


Рис. 2. Конструкція існуючого (а, б, в) і реконструйованого (г, д, е) шляхопроводу:

1 – існуючі балки; 2 – замінена крайня балка; 3 – добудована балка; 4 – монолітна залізобетонна накладна плита; 5,6 – надопорні ребра над береговими і проміжними опорами; 7 – підкос розширення проміжної опори; 8 – добетонована насадка і буронабивна паля берегової опори; 9 – поперечне ребро, 10 – проєктне положення надопорної робочої арматури

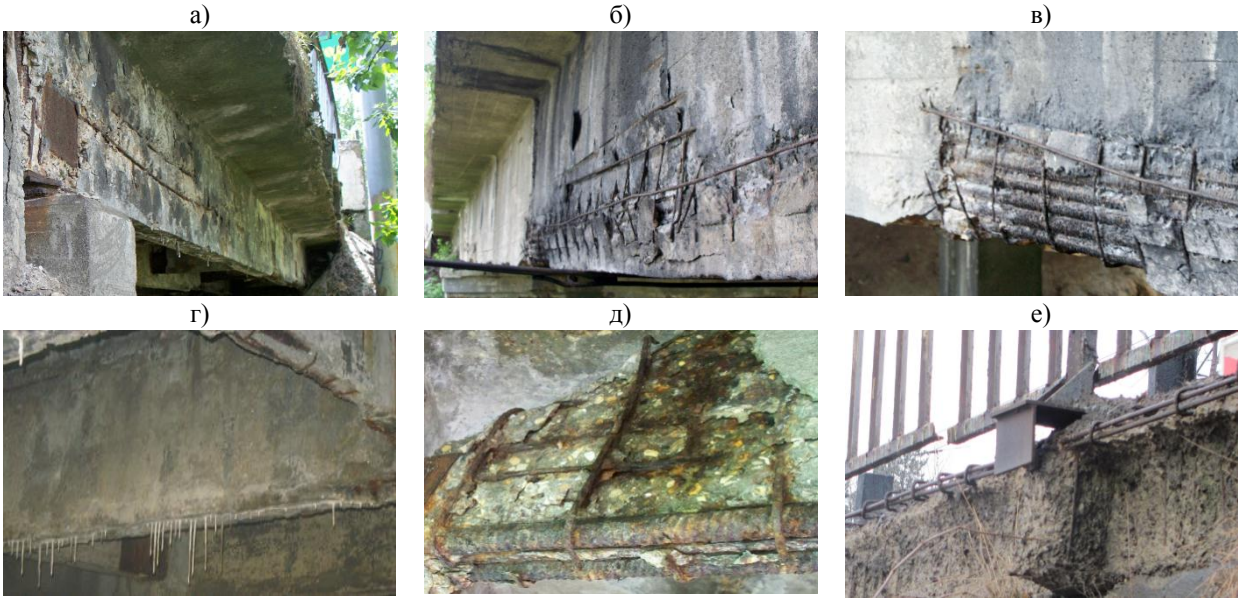


Рис. 3. Характерні експлуатаційні дефекти прольотних будов:

а, б – стан відкритих бокових поверхонь крайніх балок; в – руйнування захисного шару і відкрита робоча арматура; г – просочування води через ребро крайньої балки з утворенням сталактитів; д – корозія арматури діафрагми; е – руйнування кріплення перильної огорожі

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

Конструктивні рішення реконструкції шляхопроводу. Одним з основних критеріїв оптимального проєктування реконструкції шляхопроводу прийнята концептуальна умова максимального використання і збереження для подальшої експлуатації існуючих конструкцій, що гарантує мінімальну її вартість та скорочення термінів виконання робіт. Інші критерії оптимізації – ті експлуатаційні показники, яким повинна задовольняти реконструйована споруда за вимогами чинних ДБН (ДБН В.2.3-22:2009) проєктування нових мостів. Основним завданням реконструкції шляхопроводу було розширення прольотної будови до чотирьох смуг руху з габариту Г-10,5+2×0,9 м до нового Г-16,5+2×1,5 м, а також забезпечення вантажопідйомності на сприйняття нормованих чинними нормами (ДБН В.2.3-22:2009) тимчасових навантажень А15 і НК-100.

Супутні завдання – відновлення облаштування мостового полотна і виконання ремонтно-відновлювальних робіт для ліквідації дефектів залишених для експлуатації залізобетонних конструкцій і забезпечення нормованої ДБН довговічності реконструйованої споруди.

Прольотна будова розширена комбінованим способом (рис. 2, г, д, е) – двосторонньою симетричною добудовою додаткових балок 3 (приставних елементів), обпертих на розширені частини проміжних і берегових опор 7,8 та влаштуванням в проміжку між цими балками монолітної залізобетонної накладної плити 4 (рис. 2, д, е). В результаті одержали комбінацію основних елементів розширення – добудованих балок і накладної плити.

Для скорочення строків виконання робіт та спрощення технології влаштування консольних ділянок накладної плити нові крайні балки 3 виготовляли відразу з односторонніми зовнішніми консольними звісами довжиною 2,7 м, які в реконструйованій прольотній будові виконують подвійну функцію: є основним елементом її розширення і одночасно зовнішньою частиною верхньої полиці нових крайніх балок. Монолітну частину накладної плити надійно об’єднують для спільної роботи з існуючими балками за допомогою гнучких петлевих анкерів. Подібна конструкція накладної плити застосована і на ряді інших об’єктів, проєкти реконструкції яких розробляли в ГНДЛ-88 (Горбачевська, & Кваша, 2017; Кваша, Ковальчик, Мурин, Полець, & Салійчук, 2008; Кваша, Салійчук, & Шуляр, 2019).

Підсилення існуючих залишених балок виконане одним з найменш затратних способів – зміною статичної схеми з розрізної вільнообпертої на защемлену на опорах та включенням у спільну роботу з ними накладної плити. Защемлення балок створюють влаштуванням над проміжними і береговими опорами поперечних опорних ребер 5, 6, у які вмонолічують торці суміжних існуючих 1 і нових 2, 3 балок (рис. 2, а, б). Цей спосіб підсилення також апробований на інших об’єктах реконструкції, де підтвердив свою ефективність (Горбачевська, & Кваша, 2017; Кваша, Ковальчик, Мурин, Полець, & Салійчук, 2008; Кваша, Яо Сінь, Салійчук, & Шуляр, 2021).

Проміжні опори розширюють двосторонніми симетричними підкосами 7 у вигляді конусоподібних суцільних залізобетонних стін без розширення фундаментів (рис. 2, д). Стіни добетоновують впритул до крайніх стояків існуючих опор і об’єднують з ними вклеєними стержневими анкерами. На залізобетонних підкосах видовжують існуючий ригель з підферменною площадкою, на яку безпосередньо обпирають добудовану балку 3 без спеціальних опорних частин.

Нові балки 2 обпирають на існуючі підферменники демонтованих балок на ригелі проміжних опор. Після цього розкривають торцеві ділянки залишених існуючих балок, встановлюють арматурні елементи і бетонують масивне поперечне надопорне ребро 6, в якому защемлюють торцеві ділянки як існуючих, так і нових балок.

Берегові опори розширюють добетонуванням насадки 8 з шафовою стіною і влаштуванням нових зворотних відкрилків (рис. 2, е). Видовжені частини насадки обпирають на додатково влаштовані буронабивні палі 8 діаметром 80 см (рис. 2, е) в межах висоти існуючого конусу насипу підходів, а їх підошву обпирають на природний підстилаючий шар ґрунту – тріщинуватий вапняк, який за діючих на опору навантажень практично не дає осідань, тобто палі працюють як стояки.

Після монтажу крайніх і суміжних з ними нових балок, відкриття торців залишених існуючих балок влаштовують поперечні опорні ребра 5 над береговими опорами для защемлення

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

в них торцевих ділянок балок крайніх прольотів.

Для сприйняття в защемленні над береговими опорами від'ємного опорного згинального моменту надопорну ділянку накладної плити видовжують за опорне ребро (рис. 2, г і деталь «Б») і об'єднують арматурними випусками з ребрами спеціально влаштованої за береговою опорою в насипу підходів горизонтальної рами, торець якої закінчується поперечним ребром 9 між відкрилками з площадкою для обпирання перехідних плит.

Загальний вид реконструйованого шляхопроводу показаний на рис. 4.

а)

б)

Рис. 4. Загальний вид реконструйованого шляхопроводу (а) та вид на мостове полотно (б)

У прийнятому конструктивному рішенні реконструкції ліквідовуються деформаційні шви над береговими і проміжними опорами, що значно спрощує експлуатацію і підвищує довговічність реконструйованої споруди. Крім того забетоновані опорні ребра 5, 6 ліквідують одержані в процесі тривалої експлуатації дефекти торців і опорних ділянок існуючих балок.

Наведемо затрати на реконструкцію моста: кошторисна вартість – 17,29 млн. грн.; додатково роботи, що виникали під час виконання робіт – 4,56 млн. грн.; сумарні затрати – 21,85 млн. грн; приведені затрати на 1 м^2 моста – 25,37 тис. грн. За оціночними розрахунками будівництво нового моста з аналогічними експлуатаційними показниками коштувало мінімум 75,6 млн. грн., (без затрат на утилізацію існуючого моста), тобто порівняно з реконструкцією існуючого було б дорожче у 3,46 рази. Таким чином на цьому об'єкті місцевий бюджет зекономив – 53,75 млн. грн.

Результати

Випробування прольотної будови та їх аналіз. Мета і завдання випробувань. Масштабна реконструкція зі значним розширенням існуючого габариту з одночасним підсиленням існуючих балок для збільшення їх вантажопідйомності до нормованої (ДБН В.2.3-22:2009), застосування розроблених в ГНДЛ-88 нових конструктивних рішень реконструкції та внесення серйозних конструктивних змін у статичні схеми і характер просторової роботи існуючих перехресно-ребристих косих в плані прольотних будов у цілому призводить до ускладнення теоретичних моделей розрахунку розподілу зусиль від тимчасових навантажень між балками реконструйованої прольотної будови. Прийняті в проєкті реконструкції конструктивні зміни існуючих прольотних будов, не дивлячись на істотний розвиток будівельної механіки та залучення до розрахунків сучасної обчислювальної техніки, не дають можливості теоретично змоделювати їх вплив на дійсну просторову роботу реконструйованих прольотних будов. В таких випадках для аналізу дійсного характеру просторової роботи, розподілу зусиль між балками прольотних будов та в цілому оцінювання працездатності реконструйованого моста ДБН (ДБН В.2.3-6:2009) вимагають проведення натурних статичних випробувань прольотних будов.

Мета випробувань – перевірка правильності прийнятих конструктивно-технологічних рішень реконструкції, відповідності фактичних і прийнятих під час проєктування розрахункових схем прольотних будов та оцінка дійсного технічного стану реконструйованої прольотної будови, її поведінку під навантаженням, відповідність технічним вимогам та придатність для подальшої нормальної експлуатації.

При цьому вирішували наступні задачі:

- за виміряними прогинами встановлювали закономірність розподілу випробувального навантаження між балками поперек прольоту та перевіряли збіжність розрахованих і експериментальних КПР від різних схем випробува-

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

льного навантаження за аналогією до роботи (Сухоруков, 2012).

- за характером розподілу прогинів поперек прольоту встановлювали дійсну розрахункова модель розширеної прольотної будови з врахуванням косини і наявності в її поперечному перерізі балок різної жорсткості;
- прямим порівнянням прогинів найбільше навантажених балок при однакових схемах навантаження прольотних будов до та після реконструкції виявляли ефект підсилення балок зміною статичної схеми та включенням у спільну роботу з ними залізобетонної накладної плити;
- за визначеними розрахунковими і експериментальними КПР перевіряли збіжність розрахованих і експериментальних згинальних моментів в прольоті балок від випробувальних навантажень;
- порівнювали ступінь навантаженості реконструйованої прольотної будови випробувальним навантаженням порівняно з проєктною навантаженістю;
- оцінювали загальний стан реконструйованого моста під випробувальним навантаженням перед здачею в експлуатацію.

Програма і методика випробувань. Прольотну будову випробовували статичним навантаженням на дію згинального моменту. Для встановлення ефективності застосованих в робочому проєкті реконструкції способів розширення і підсилення прольотну будову випробували до реконструкції і повторно – після.

Підготовчі роботи включали огляд прольотних будов для встановлення можливості їх навантаження випробувальним навантаженням, розрахункове визначення зусиль від прийнятих схем розташування випробувального навантаження, встановлення рівня навантаженості при кожній схемі та його відповідності вимогам ДБН.

Вимірювали прогини балок в середині прольоту, як інтегральної характеристики напружено-деформованого стану перерізів. За характером їх розподілу між балками встановлювали закономірності просторової роботи прольотної будови, а також відповідність фактичних і прийнятих для розрахунку моделей просторової роботи косої в плані прольотної будови. Крім того візуально фіксували стан прольотних будов під навантаженням для встановлення можливих остаточних деформацій, що могли виникнути в результаті проведених навантажень.

Одержані з випробувань експериментальні згинальні моменти в балках при різних схемах навантаження порівнювали з теоретичними, розрахованими за одним з розповсюджених методів просторового розрахунку залізобетонних балкових перехресно-ребристих прольотних будов – методом пружних опор (Российский, Назаренко, & Словинский, 1970). За ступенем збіжності експериментальних і теоретичних згинальних моментів встановлювали правомірність і можливості застосування цього методу для просторового розрахунку косих в плані залізобетонних балкових перехресно-ребристих прольотних будов. Характерні моменти випробувань фотографували.

Навантаження і вимірювальні прилади. Для випробувань прольотних будов використовували тимчасове рухоме навантаження з колон навантажених великовагових автомобілів-самоскидів марки МАЗ-535-102 по два автомобілі в колоні, тиск на передню вісь 67 кН, на задню вісь 115 кН. На прольотній будові автомобілі розташовували за загальноприйнятим принципом випробувань прольотних будов мостів тимчасовим статичним навантаженням (Горбачевська, & Кваша 2017; ДБН В.2.3-6:2009; Сухоруков, 2012). Схеми розташування колон автомобілів зрозумілі з рис. 5.

Здійснено дві схеми навантаження прольотної будови (рис. 5). Перша – повторювала схему навантаження під час випробувань прольотної будови до реконструкції. За цією схемою на реконструйованій прольотній будові встановлювали ступенево дві колони автомобілів К1 і К2 (рис. 5). Спочатку встановили колону К1, знімали відліки з вимірювальних приладів, після чого встановлювали колону К2. Ці дві колони створювали навантаженість реконструйованої прольотної будови аналогічну навантаженості до реконструкції.

Після зняття відліків з приладів до цих двох колон встановлювали колону К3, максимально наближену до бар'єру безпеки у розширеній прольотній будові, і таким чином одержували другу нову схему К1+К2+К3 найбільше невигідного навантаження розширеної прольотної будови (рис. 5). Після зняття відліків з приладів проводили ступеневе розвантаження прольотної будови у зворотній послідовності з фіксаці-

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

єю переміщень балок в середині прольоту на кожному ступені.

Нову схему створювали повторно ступеневим навантаженням прольотної будови трьома колонами у зворотному порядку: спочатку встановили колону К3, за нею послідовно К2 і К1. Розвантажували у зворотній послідовності відповідно черговості К1, К2, К3. Прогини (переміщення) вимірювали прогиномірами 6-ПАО.

При обробці вимірювань переміщень їх величини на стадії навантаження і розвантаження усереднювали.

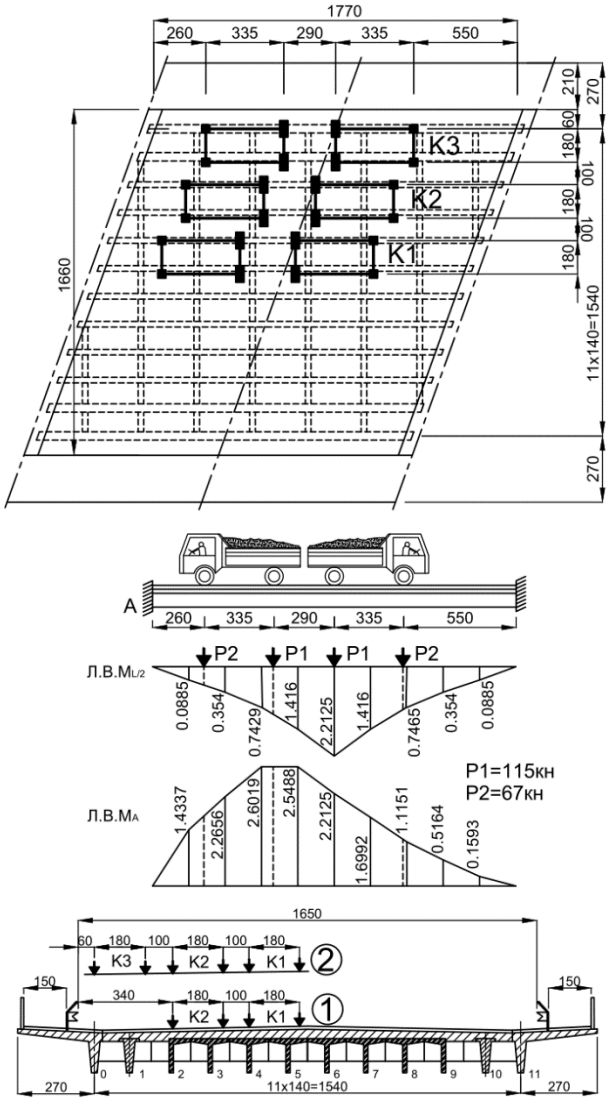


Рис. 5. Перша (К1+К2) і друга (К1+К2+К3) схеми навантаження реконструйованої прольотної будови випробувальним навантаженням

Аналіз та оцінка результатів випробувань прольотної будови. Основним результатом випробувань є прогини балок в середині прольоту, виміряні при всіх схемах навантаження прольотних будов. Характер їх розвитку та розподілу між балками поперек прольоту дає уяву про характер роботи прольотної будови під навантаженням. Для наочності, можливості аналізу і порівняння одержані за всіх схем випробувального навантаження прогини представлені у вигляді епюр їх розподілу між балками поперек прольоту (рис. 6). На рис. 6, а показані епюри прогинів балок для першої, а на рис. 6, б для нової схем навантаження.

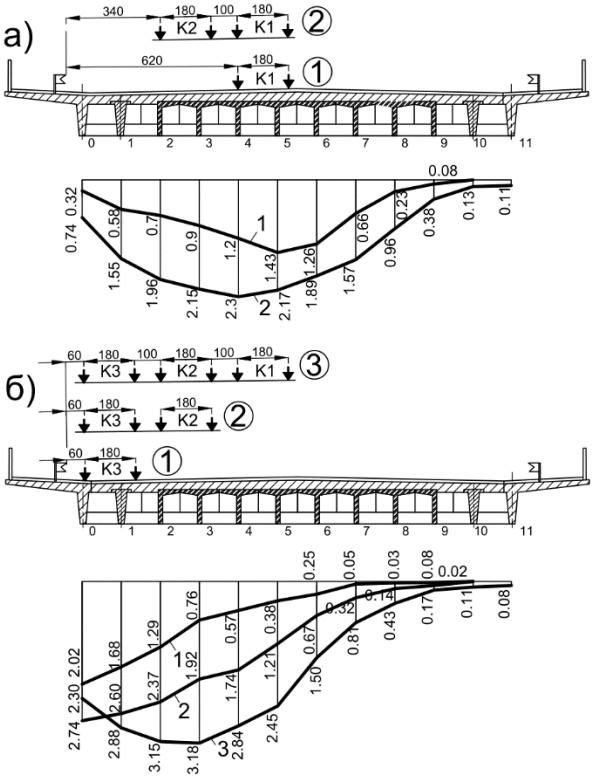


Рис. 6. Прогини балок середнього прольоту за ступеневого навантаження першою схемою (а) К1 (1); К1+К2 (2) і другою схемою (б) К3 (1); К3+К2 (2); К3+К2+К1 (3)

З цих епюр видно, що закон зміни прогинів балок за всіх схем навантаження має нелінійний характер, що свідчить про просторову роботу залізобетонних перехресно-ребристих балкових прольотних будов із співвідношенням довжини прольоту L до ширини між крайніми балками В $L/B<2$.

Привертають увагу малі значення прогинів балок. При максимальній навантаженості про-

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

ISSN 2413-6212 (Online), ISSN 2227-1252 (Print)
Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 2021, № 20

льотної будови за схемою К1+К2+К3 максимальний прогин 3,18 мм мала існуюча балка №3, що складає відношення *f*/*L*=1/5566 при допустимому пружному прогинові згідно ДБН (ДБН В.2.3-22:2009) – 1/400.

Порівняння прогинів балок за випробуваннями до (1) і після реконструкції (2, 3) при однакових схемах навантаження К1+К2 показане на рис. 7. Під час випробувань існуючої прольотної будови максимальний прогин 12,33 мм мала балка № 3. Під час повторних випробувань реконструйованої прольотної будови за цією ж схемою він зменшився до 2…3 мм, тобто у 5,36 рази. Таке істотне зменшення пружних прогинів є закономірним і свідчить, що прийнята для підсилення балок змінена статична схема відповідає дійсній роботі балок прольотної будови як защемленої на опорах статично невизначеної рамно-нерозрізної системи. Крім защемлення додатково на зменшення прогинів впливає також збільшення жорсткості балок внаслідок включення у спільну роботу з ними залізобетонної накладної плити.

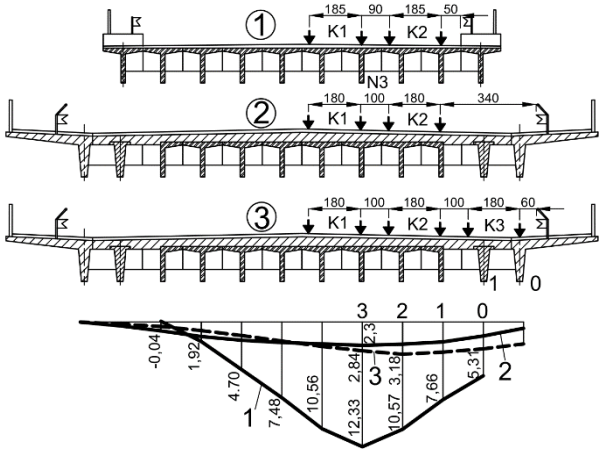


Рис. 7. Порівняння прогинів балок за випробувань прольотної будови до (1) та після (2, 3) реконструкції

В цілому пряме порівняння прогинів балок до і після реконструкції прольотної будови дає підставу стверджувати, що одне з основних завдань реконструкції – підсилення балок зміною статичної схеми досягнуте і в реконструйованій прольотній будові вони можуть сприймати значно більші навантаження, ніж досягнутий їх рівень під час випробувань.

Крім аналізу характеру просторової роботи реконструйованої прольотної будови і прямого порівняння, за виміряними прогинами визначали також експериментальні величини згинальних моментів в балках M_{exp} від випробувальних навантажень, які порівнювали з розрахованими (теоретичними) M_{cal} і таким чином за їх збіжністю встановлювали можливість застосування методу пружних опор (Российский, Назаренко, & Словинский, 1970) для перевірочних розрахунків прольотних будов даного типу.

Експериментальні згинальні моменти в середині прольоту балок визначали за експериментальними $КПР_{ie}$, які згідно з рекомендаціями додатку Д (п. Д.7) (ДБН В.2.3-6: 2009) визначали за виміряними прогинами балок в припущенні (цілком справедливому) їх пружної роботи, допускаючи, що розподіл випробувального навантаження між балками пропорційний їх прогинам, тобто:

$$\eta_i = \frac{f_i}{\sum f_i}, \qquad (1)$$

де f_i – пружний прогин i-ї балки, що вимірюється під час випробувань;

Насправді, як показано і обґрунтовано в роботі (Кваша, & Рачкевич, 2008), за цим співвідношенням визначали не *КПР* навантаження, а *КПР* згинальних моментів між балками (*КПРМ*). Цей висновок підтверджується, якщо у формулу (1) підставити значення прогинів за відомою формулою $f = SMl^2 / B$ (S – коефіцієнт, що враховує схему балки і схему навантажень; l – розрахунковий проліт балки; $B=EI$ – жорсткість за пружної роботи балок). Якщо за пружної роботи S, l, B постійні то вираз Sl^2/B=const =k, а прогин $f=kM$.

$$\eta_i = \frac{kM_i}{k\sum M_i} = \frac{M_i}{\sum M_i} = КПРМ, \qquad (2)$$

де M_i – згинальний момент від схем випробувального навантаження в i-тій балці; $\sum M_i$ – сумарний згинальний момент на прольотну будову від тих же схем навантаження за *КПРМ*=1,0.

З наведеного перетворення формули (1) витікає однозначний висновок, що, оскільки прогини є функцією згинальних моментів, за їх виміряними величинами можна визначити не коефіцієнти розподілу тимчасового навантаження, а експериментальний коефіцієнт розподілу згинальних моментів (*КПРМ*) між балками прольотної будови від тимчасового випробува-

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

льного навантаження (Кваша, & Рачкевич, 2008).

Експериментальний $КПР_{ie}$ розподілу силової дії навантаження за виміряними прогинами можна визначити з формули (2), якщо в ній замінити:

$$M_i = КПР_{ie} \cdot M_1 i \sum M_i = n_k M_1,$$

де M_1 – згинальний момент на прольотну будову від однієї колони автомобілів при $КПР$ =1,0; n_k – кількість колон автомобілів на прольотній будові поперек прольоту; $КПР_{ie}$ – експериментальний коефіцієнт розподілу навантаження для *i*-ї балки прольотної будови.

Тоді одержимо:

$$\frac{КПР_{ie} \cdot M_1}{n_k M_1} = \frac{f_i}{\sum f_i}$$

Звідси експериментальний коефіцієнт розподілу навантаження для і-ї балки:

$$КПР_{ie} = \frac{n_k f_i}{\sum f_i} \qquad (3)$$

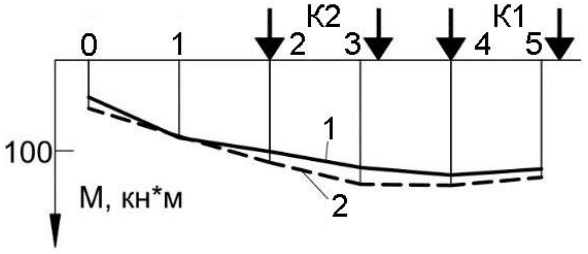
Знайдені цим способом експериментальні $КПР_{ie}$ можна використати для перерахунків прольотної будови на нормовані тимчасові навантаження лише при умові, що схема розташування поперек прольоту випробувального навантаження буде максимально наближеною до схеми розташування нормованого тимчасового навантаження.

Розраховані (теоретичні) згинальні моменти M_{cal}, які порівнювали з експериментальними, визначали за рекомендованим для прольотних будов з відношенням $B/L>2$ інженерним методом пружних опор (Российский, Назаренко, & Словинский, 1970) з деякими спрощеннями дійсної розрахункової моделі.

Цей метод розроблений для розрахунку за пружною стадією роботи прольотних будов, складених з балок однакової жорсткості. В розглядуваній розширеній прольотній будові нові добудовані і замінені балки мали різну жорсткість, тому для розрахунку за цим методом за розрахункову прийняли умовну балку з усередненою жорсткістю реальних балок 0, 1, 2 крайньої нової з одностороннім звісом, проміжної нової і існуючої при їх спільній роботі з накладною плитою.

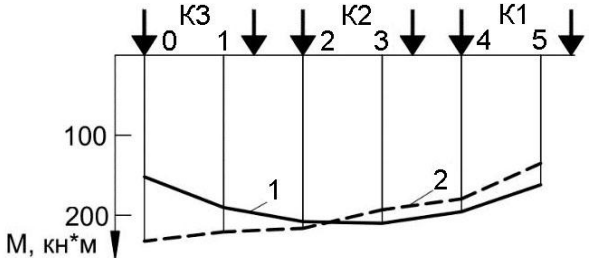
Знайдені за описаними методиками експериментальні і розраховані згинальні моменти в балках порівнювали між собою і в такий спосіб встановлювали придатність методу пружних опор для приблизного просторового розрахунку прольотних будов даного типу, частина балок яких має різні жорсткості. Результати такого порівняння для першої схеми представлені на рис. 8, а, для нової схеми випробувального навантаження на рис. 8, б. Там же під рисунками в таблицях наведені числові значення експериментальних M_{exp} і розрахованих M_{cal} згинальних моментів у найбільше навантаженій частині балок та розбіжності між ними $\Delta\%$.

а)



M_{exp}, кН·м	40,77	85,40	108,02	118,45	126,78	119,60
M_{cal}, кН·м	53,05	83,70	112,67	136,78	138,10	129,32
$\Delta,\%$	30,1	-2,0	4,30	15,50	8,90	8,10

б)



M_{exp}, кН·м	152,04	190,31	208,20	210,17	195,57	161,90
M_{cal}, кН·м	232,47	220,95	216,57	193,17	179,74	135,03
$\Delta,\%$	99,8	16,1	11,40	-8,10	-8,10	-16,6

Рис. 8. Порівняння експериментальних (1) і розрахованих (2) згинальних моментів у балках 1…5 за навантаження прольотної будови схемами К1+К2 (а); К3+К2+К1 (б)

При відносній точності інженерного розрахунку (Артемов, & Распопов, 2012) наведене

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

порівняння показало, що принципово метод пружних опор можливо застосовувати для оціночних просторових розрахунків поперечників прольотних будов з декількома балками іншої жорсткості ніж більшість балок. Для більш точних розрахунків потрібно коригування цього методу.

У завершальній частині аналізу результатів випробувань прольотної будови зупинимось на такому важливому показникові якості випробувань як ступінь навантаженості прольотної будови випробувальним навантаженням за схемою К1+К2+К3 та за максимальної навантаженості сумарним випробувальним і постійним навантаженням, також окремо відносно нормативних і розрахункових нормованих тимчасових і постійних навантажень. Експериментальні і розраховані згинальні моменти та вирахувані за ними коефіцієнти навантаженості у найбільше навантажених балках представлені в табл. 1. З представлених даних можна зробити наступні висновки.

Таблиця 1

Порівняння зусиль від випробувальних навантажень за схемою К1+К2+К3 з розрахованими

№ балок	Навантаження	Згинальні моменти за видами навантажень, кН·м				Сумарні згинальні моменти, кН·м			Коефіцієнти навантаженості			
									за тимчасовим навантаженням		за сумарним навантаженням	
		$M_в$	$M_{g,}$	M_{A15}	$M_{НК}$	$M_в+M_g$	$M_{A15}+M_g$	$M_{НК}+M_g$	$\frac{M_в}{M_{A15}}$	$\frac{M_в}{M_{НК}}$	$\frac{M_в+M_g}{M_{A15}+M_g}$	$\frac{M_в+M_g}{M_{НК}+M_g}$
Схема К1+К2+К3												
0	Норм.	152,0	1202,2	403,2	667,4	1354,3	1605,5	1869,7	0,377	0,228	0,844	0,724
	Розр.		1518,7	752,1	667,4	1670,7	2270,8	2186,0	0,202	0,228	0,736	0,764
1	Норм.	190,3	535,7	346,1	513,5	726,0	881,8	1049,	0,550	0,370	0,823	0,692
	Розр.		673,1	638,7	513,5	863,4	1311,8	1186,6	0,298	0,370	0,658	0,728
2	Норм.	208,2	506,9	313,0	355,7	715,1	819,9	862,7	0,665	0,585	0,872	0,829
	Розр.		632,3	578,8	355,7	846,2	1216,9	993,8	0,360	0,585	0,695	0,852
3	Норм.	210,1	506,9	286,6	263,0	717,1	793,7	769,9	0,733	0,793	0,903	0,931
	Розр.		638,0	531,0	263,0	848,2	1169,1	901,0	0,396	0,799	0,725	0,941
4	Норм.	195,5	506,9	283,2	263,0	702,5	790,2	769,9	0,690	0,744	0,889	0,912
	Розр.		638,7	524,5	263,0	833,6	1162,6	901,0	0,373	0,744	0,717	0,425
5	Норм.	161,9	506,9	250,4	263,0	668,2	757,3	769,9	0,646	0,615	0,883	0,869
	Розр.		638,0	464,4	263,0	799,9	1102,4	901,0	0,348	0,615	0,685	0,888

Умовні позначення до таблиці: $M_в$, кН·м – згинальний момент від випробувального навантаження (експериментальний); $M_{g,}$ кН·м – згинальний момент від постійного навантаження; $M_{A15,}$ кН·м – згинальний момент від нормованого тимчасового навантаження А15; $M_{НК,}$ кН·м – згинальний момент від нормованого тимчасового навантаження НК-100.

Максимальну навантаженість випробувальним навантаженням відносно нормованого тимчасового навантаження має балка 3. Коефіцієнт її навантаженості становить: нормативний $K_{3н}$=0,733 (73,3 %); розрахунковий $K_З$=0,396 (39,6 %). Для цієї ж балки відносно НК-100 нормативний і розрахунковий $K_{НК}$=0,799 (79,9 %).

За сумарним навантаженням (випробувальним і постійним та нормованим А15, НК-100 і постійним) найбільшу навантаженість також має балка 3. Коефіцієнт навантаженості її становить: навантаження А15: нормативний $K_{3н}$=0,903 (90,3 %), розрахунковий $K_З$=0,725 (72,5%); навантаження НК-100: нормативний

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

$K_{ЗНКн}$=0,931 (93,1%), розрахунковий $K_{ЗНК}$=0,941 (94,1 %).

В цілому з наведених даних видно, що коефіцієнти загальної навантаженості балок випробувальним і постійним навантаженням були досить високими і відповідали вимогам ДБН В.2.3-6:2009.

Наукова новизна та практична значимість

Підсилення балок зміною статичної схеми прольотної будови з розрізної в рамно-нерозрізну підтвердило високу ефективність в підвищенні експлуатаційних показників – несучої здатності, жорсткості і тріщиностійкості.

Значне зменшення виміряних при випробуваннях після реконструкції прогинів балок порівняно з допустимими за ДБН В. 2.3.-22:2009 свідчить про досягнуту влаштуванням надопорних ребер зміну статичної схеми та включення в спільну роботу з ними залізобетонної накладної плити.

Висновки

Порівняння експериментальних і розрахованих згинальних моментів в балках свідчить, що фактична просторова робота відповідає теоретичним передумовам методу пружних опор, прийнятому для розрахунків на тимчасові нормовані і випробувальні навантаження.

Випробування підтвердили, що після реконструкції прольотна будова має достатню вантажопідйомність для сприйняття без будь-яких обмежень нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100, на які і була запроєктована її реконструкція.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Aławdin, P., & Petrusevicz, V. (2018). Optymalizacja konstrukcji ram cienkosciennych przy nadbudowie obiektow budowlanych. *Inźynieria i budownictwo*, 12, 642-644.

Bień, I., & Gladysz-Bień, M. (2014). Klasyfikacja diagnostycznych badań obiektów mostowych. *Inźynieria i budownictwo*, 7, 364-368.

Radomski, W., & Kasprzak, A. (2017). *Poserzanie mostów*. Warszawa: PWN.

Zamorowski, J., & Suchy, M. (2021). O optymalnym projektowaniu hal stalowych. *Inźynieria i budownictwo*, 5-6, 275-279.

Артемов, В. Е., & Распопов, А. С. (2012). К вопросу о точности вычислений в расчетах строительных конструкций. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 3, 6-8.

Горбачевська, А. А., & Кваша, В. Г. (2017). Експлуатаційний стан, реконструкція та результати випробувань реконструйованого автодорожнього шляхопроводу. *Вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 877, 66-77.

ДБН В.2.3-6:2009 (2009). *Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування*. Київ: Мінрегіонбуд України.

ДБН В.2.3-22:2009 (2009). *Мости та труби. Основні вимоги проектування*. Київ: Мінрегіонбуд України.

Кваша, В. Г. (2002). *Обстеження і випробування автодорожніх мостів*. Львів: НУЛП.

Кваша, В. Г., Ковальчик, Т. П., Мурин, А. Я., Полець, В. М., & Салійчук, Л. В. (2008). Реконструкція міського шляхопроводу з розширенням прольотної будови залізобетонного збірно-монолітною накладною плитою. *Вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 627, 122-128.

Кваша, В. Г., & Рачкевич, В. С. (2008). Аналіз розподілу тимчасового навантаження між балками прольотної будови за результатами натурних випробувань. *Вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 627, 122-128.

Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Стечишин, С. М. (2019). Обвалення розширеного збірно-монолітною накладною плитою прольоту моста після 30 років експлуатації. *Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету*, 86(1), 121-132.

Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Шуляр, Р. А. (2019). Естетика реконструйованих мостів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 37, 276-276.

Кваша, В. Г., Яо Сінь, Салійчук, Л. В., & Шуляр, Р. А. (2021). Прольотні будови залізобетонних мостів з поліфункціональними консольними звісами. *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 39, 177-187.

Микитенко, С. М. (2012). Застосування оптимізаційних методів до розрахунку міцності залізобетонних елементів. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 3, 124-126.

Российский, В. А., Назаренко, Б. П., & Словинский, Н. А. (1970). *Примеры проектирования сборных железобетонных мостов.* Москва: Высшая школа.

Сухоруков, Б. Д. (2012). Распределение временной нагрузки между балками в автодорожном железобетонном путепроводе рамно-неразрезной си-

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

стемы. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 3, 199-206.

Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах, Вып. 56 (1958). *Пролетные строения железобетонные, сборные с каркасной арматурой периодического профиля*.

YAO XIN[1*], M. Z. UPIN[2], L. V. SALIYCHUK[3], V. G. KVASHA[4]

[1*] Department "Roads and Bridges", National University "Lviv Polytechnic", st. Stepana Bandera, 12, Lviv, Ukraine, 79013, tel. +38 (073) 402 65 10, email yaoxinukraine@gmail.com, ORCID 0000-0001-6490-279X
[2] Branch research laboratory ONIL-88, National University "Lviv Polytechnic", st. Stepana Bandera, 12, Lviv, Ukraine, 79013, tel. +38 (093) 855 98 23, email mark.yupyn@gmail.com, ORCID 0000-0002-8883-7117
[3] Branch research laboratory ONIL-88, National University "Lviv Polytechnic", st. Stepana Bandera, 12, Lviv, Ukraine, 79013, tel. +38 (067) 718 22 06, email lubovsalijcuk@gmail.com, ORCID 0000-0003-2016-9818
[4] Department "Automobile Roads and Bridges", National University "Lvivska Politechnika", st. Stepana Bandera, 12, Lviv, Ukraine, 79013, tel. +38 (096) 460 07 34, email victor.h.kvasha@lpnu.ua, ORCID 0000-0002-5620-485X

OPTIMAL CONSTRUCTION AND TECHNOLOGICAL SOLUTION FOR RECONSTRUCTION OF A CITY PIPELINE AND THE RESULTS OF ITS TESTS

Purpose. To once again draw the attention of bridge owners and bridge experts to the problems of reconstruction of long-term bridges and on a concrete example of reconstruction of a rather problematic city overpass operated for more than 60 years to shows that with the optimal structural and technological solutions of the reconstruction received a restored bridge, and its operational and technical and economic indicators which according to the requirements of the National Building Norms completely correspond to the new bridge, but the reconstruction cost and the lead time are greatly reduced. **Methodology.** To achieve this purpose over the past ten years of operation of the overpass conducted three inspections and full-scale static tests. It is determined that most of the existing reinforced concrete structures, although defective and in need of repair, can be used for further operation after reconstruction, provided they are reinforced. Worn out non-repairable structures that needed to be replaced were also found. **Results.** According to these initial data, a reconstruction project was developed using scientific and technological structure developments of the Branch Research Laboratory 88 of Lviv Polytechnic National University for the reconstruction of bridges. The span structure has been expanded to 4 lanes from the size G-10.5 + 2 × 0.9 m to the new G-16.5 + 2 × 1.5 m in a combined way – symmetrical completion of two new beams with their support on the extended support and installation of a reinforced concrete extension board with cantilever overhangs 2.7 m long. The most damaged boundary beams were replaced with new ones, designed for normalized temporary loads A15 and NK-100. For further operation the other existing beams are reinforced in one of the least expensive ways – by changing the static scheme from the existing split to the new clamped on the supports frame-inseparable. A set of repair works is provided to ensure the normalized durability of the reconstructed overpass. **The scientific novelty** is to develop a method for determining the experimental Coefficients of Transverse Distribution of Bending Moments (CTDM) and external loads (CTD) based on the results of tests of the span structure. The possibility of applying the method of elastic supports for the spatial calculation of span structures with beams of different stiffness is confirmed. **Practical significance.** The use of optimal design solutions for the reconstruction of existing span structures: reinforced concrete billboard with large cantilever overhangs to expand and change the static scheme to strengthen the beams of span structures.

Keywords: reinforced concrete bridges; reconstruction; combined method of expansion; reinforcement; testing

REFERRENCES

Aławdin, P., & Petrusevicz, V. (2018). Optymalizacja konstrukcji ram cienkosciennych przy nadbudowie obiektow budowlanych. *Inźynieria i budownictwo*, 12, 642-644. (in Polish)

Bień, I., & Gladysz-Bień, M. (2014). Klasyfikacja diagnostycznych in English badań obiektów mostowych. *Inźynieria i budownictwo*, 7, 364-368. (in Polish)

Radomski, W., & Kasprzak, A. (2017). *Poserzanie mostów*. Warszawa: PWN. (in Polish)

Zamorowski, J., & Suchy, M. (2021). O optymalnym projektowaniu hal stalowych. *Inźynieria i budownictwo*, 5-6, 275-279. (in Polish)

Artemov, V. Ye., & Raspopov, A. S. (2012). K voprosu o tochnosti vychisleniy v raschetakh stroitelnykh

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021

konstruktsiy. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*, 3, 6-8. (in Russian)
Horbachevska, A. A., & Kvasha, V. H. (2017). Ekspluatatsiinyi stan, rekonstruktsiia ta rezultaty vyprobuvan rekonstruiovanoho avtodorozhnoho shliakhoprovodu. *Visnyk nats. un-tu «Lvivska politekhnika». Seriia: Teoriia i praktyka budivnytstva*, 877, 66-77. (in Ukrainian)
DBN V.2.3-6:2009 (2009). *Sporudy transportu. Mosty ta truby. Obstezhennia ta vyprobuvannia*. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy. (in Ukrainian)
DBN V.2.3-22:2009 (2009). *Mosty ta truby. Osnovni vymohy proektuvannia*. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy. (in Ukrainian)
Kvasha, V. H. (2002). *Obstezhennia i vyprobuvannia avtodorozhnikh mostiv*. Lviv: NULP. (in Ukrainian)
Kvasha, V. H., Kovalchyk, T. P., Muryn, A. Ya., Polets, V. M., & Saliichuk, L. V. (2008). Rekonstruktsiia miskoho shliakhoprovodu z rozshyrenniam prolotnoi budovy zalizobetonnoho zbirno-monolitnoiu nakladnoiu plytoiu. *Visnyk nats. un-tu «Lvivska politekhnika». Seriia: Teoriia i praktyka budivnytstva*, 627, 122-128. (in Ukrainian)
Kvasha, V. H., & Rachkevych, V. S. (2008). Analiz rozpodilu tymchasovoho navantazhennia mizh balkamy prolotnoi budovy za rezultatamy naturnykh vyprobuvan. *Visnyk nats. un-tu «Lvivska politekhnika». Seriia: Teoriia i praktyka budivnytstva*, 627, 122-128. (in Ukrainian)
Kvasha, V. H., Saliichuk, L. V., & Stechyshyn, S. M. (2019). Obvalennia rozshyrenoho zbirno-monolitnoiu nakladnoiu plytoiu prolotu mosta pislia 30 rokiv ekspluatatsii. *Visnyk Kharkivskoho natsionalnoho avtomobi-lno-dorozhnoho universytetu*, 86(1), 121-132. (in Ukrainian)
Kvasha, V. H., Saliichuk, L. V., & Shuliar, R. A. (2019). Estetyka rekonstruiovanykh mostiv. *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy*, 37, 276-276. (in Ukrainian)
Kvasha, V. H., Yao Sin, Saliichuk, L. V., & Shuliar, R. A. (2021). Prolotni budovy zalizobetonnykh mostiv z polifunktsionalnymy konsolnymy zvisamy. *Resursoekonomichni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy*, 39, 177-187. (in Ukrainian)
Mykytenko, S. M. (2012). Zastosuvannia optymizatsiinykh metodiv do rozrakhunku mitsnosti zalizobetonnykh elementiv. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*, 3, 124-126. (in Ukrainian)
Rossiyskiy, V. A., Nazarenko, B. P., & Slovinskiy, N. A. (1970). *Primery proektirovaniya sbornykh zhelezobetonnykh mostov*. Moskva: Vysshaya shkola. (in Russian)
Sukhorukov, B. D. (2012). Raspredelenie vremennoy nagruzki mezhdu balkami v avtodorozhnom zhelezobetonnom puteprovode ramno-nerazreznoy sistemy. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*, 3, 199-206. (in Russian)
Tipovye proekty sooruzheniy na avtomobilnykh dorogakh, Vyp. 56 (1958). *Proletnye stroeniya zhelezobetonnye, sbornye s karkasnoy armaturoy periodicheskogo profilya*. (in Russian)

Надійшла до редколегії 05.10.2021.
Прийнята до друку 05.11.2021.

© Яо Сінь, М. З. Юпин, Л. В. Салійчук, В. Г. Кваша, 2021