

В.Г. Кваша, Т.П. Ковальчик, А.Я. Мурин, В.М. Полець, Л.В. Салійчук  
Національний університет “Львівська політехніка”,  
кафедра мостів і будівельної механіки

## РЕКОНСТРУКЦІЯ МІСЬКОГО ШЛЯХОПРОВОДУ З РОЗШИРЕННЯМ ПРОЛЬОТНОЇ БУДОВИ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ЗБІРНО-МОНОЛІТНОЮ НАКЛАДНОЮ ПЛИТОЮ

© Кваша В.Г. Ковальчик Т.П., Мурин А.Я., Полець В.М., Салійчук Л.В., 2010

**Описаний технічний стан шляхопроводу, конструктивне рішення його реконструкції з розширенням прольотної будови плоскою збірною-монолітною накладною плитою, а також результати статичних випробувань прольотної будови після реконструкції.**

**Ключові слова:** міський шляхопровід, реконструкція, розширення, збірною-монолітна накладна плита, натурні випробування.

**Described technical state of overpass, structural decision of his reconstruction with expansion of span structure by the flat collapsible-monolithic superimposed flag, and also results of static tests of span structure after reconstruction.**

**Keywords:** town overpass, reconstruction, expansion, collapsible-monolithic superimposed flag, model tests.

**Вступ. Постановка питання.** В інфраструктурі міст України мости належать до однієї з найважливіших її складових, є найвідповідальнішими і високовартісними технічними системами, парк яких формувався протягом багатьох десятиліть у процесі розвитку міської транспортної мережі. За цей період декілька разів змінювались норми їх проектування, матеріали і технології будівництва, експлуатаційні вимоги та нормовані тимчасові рухомі навантаження. Тому об'єктивною реальністю є наявність в експлуатації мостів з різними технічними параметрами й експлуатаційними показниками, різноманітними конструктивними схемами, матеріалами, технологією будівництва, вантажопідйомністю, пропускною здатністю, умовами безпеки і комфортності руху, архітектурним виглядом, фізичним станом несучих конструкцій, їх моральним і фізичним зношуванням, дефектністю, надійністю і довговічністю. Абсолютна більшість міських мостів і шляхопроводів – залізобетонні з балковими або плитними прольотними будовами, побудовані у післявоєнний період індустріальними методами з використанням або прив'язкою до типових проектів залізобетонних прольотних будов різних років випуску за проектними розробками проектних інститутів різного підпорядкування. Одним із поширених типів міських мостів і шляхопроводів є мости малих і середніх прольотів зі збірними залізобетонними балковими діафрагмовими прольотними будовами за досить популярним свого часу типовим проектом вип. 56, розробленим ПІ “Союздорпроект” в 1956 р. та його пізнішими модифікаціями, а також розробленими на його основі індивідуальними проектами збірних залізобетонних балкових прольотних будов, які масово будували, починаючи з 50–60-х років минулого сторіччя [5, 6]. Переважна більшість прольотних будов цього типу не відповідає експлуатаційним потребам сучасного транспорту і нормованим вимогам ДБН В.2.3-14:2006 з проектування нових мостів, насамперед за габаритом їздового полотна, вантажопідйомністю і безпекою руху [3, 4]. Крім того, через виниклі в процесі тривалої експлуатації дефекти і пошкодження не забезпечується їх довговічність і надійність, а також обмежується несуча здатність балок. До таких мостів належить і міський шляхопровід через залізницю напрямку Київ–Чоп по вул. Левандівській у м. Львові.

Безпосереднім приводом до його обстеження і розроблення проекту реконструкції було виникнення аварійної ситуації, пов'язаної з раптовим зсувом у бік залізничного полотна й одночас-

ним відхиленням від вертикального положення двох крайніх балок середнього і крайнього прольотів, що створило загрозу безпеці руху як залізничними коліями напрямку Київ–Чоп (у разі обвалення балок або розташованих на них тротуарних блоків на колії), так і руху автотранспорту і пішоходів самим шляхопроводом. Враховуючи загрозливий стан і можливість обвалу накладних тротуарних блоків і балок на залізничні колії, були вжиті екстрені заходи з демонтажу тротуарних блоків у межах двох прольотів з деформованими балками та тимчасове їх закріплення до суміжних з ними недеформованих. Вжиті першочергові заходи ліквідували загрозу обвалення, але через невизначений стан з'єднань інших крайніх балок, розташованих під тротуарами, для недопущення їх деформацій рух автотранспорту шляхопроводом був припинений. Стан ділянки шляхопроводу зі зміщеними від проектного положення крайніми балками після демонтажу розташованих на них тротуарних блоків і тимчасового закріплення зміщених балок показаний на рис. 1.

**Метою цієї роботи** було виконання обстеження шляхопроводу для встановлення причин зсуву крайніх балок, об'єктивна оцінка загального технічного стану його конструкцій та їх придатності для подальшої експлуатації і можливостей використання при реконструкції, а також розроблення робочого проекту реконструкції.

Роботи з обстеження і проектування реконструкції виконані ГНДЛ-88 Національного університету “Львівська політехніка”.



*Рис. 1. Загальний вигляд ділянки шляхопроводу зі зміщеними балками після демонтажу тротуарних блоків і їх тимчасового закріплення металевими пластинами*

**Шляхопровід та його технічний стан.** Наявний шляхопровід через залізничні колії напрямку Київ–Чоп розташований на міській вуличній магістралі, яка за перспективною інтенсивністю руху належить до магістралей районного значення. У плані шляхопровід розташований на прямій ділянці вул. Левандівської біля примикання до вул. Шевченка. Профіль підходів і шляхопроводу близький до горизонтального. Підходи до шляхопроводу виконані в насипу заввишки до 7,7 м. Шляхопровід збудовано орієнтовно в 1959 р. за індивідуальним проектом з прив'язкою основних конструктивних рішень прольотних будов і армування головних балок до розробленого наприкінці 50-х років минулого сторіччя типового проекту ТП вип. 56 [5, 6].

За конструктивною схемою шляхопровід балковий, розрізний трипрольотний за схемою 19,93+24,18+19,93 м, загальною довжиною 68 м і габаритом проїзної частини 11,7 м з двосторонніми тротуарами підвищеного типу завширшки по 2,7 м (рис. 2, а, б, в).



Оскільки проектна і виконавча документація на будівництво шляхопроводу не збереглась, проектні нормовані тимчасові навантаження встановлювали лише здогадно, порівнянням фактичного армування з армуванням близьких за довжиною типових аналогів за ТП вип. 56. За цим критерієм фактичне армування балок відповідає армуванню типових балок завдовжки 22,16 м, розрахованих на нормовані тимчасові навантаження Н18 і НК-80.

Прольотні будови усіх прольотів перехресно-ребристі, в поперечному перерізі зібрані з 12 збірних залізобетонних балок таврового поперечного перерізу з різним кроком поперек прольоту: відстань між крайніми і суміжними з ними балками 1,05...1,075 м (проектна – 1,1 м), між проміжними 1,4...1,45 м (проектна 1,4 м, що відповідає відстані між балками в типовому проекті вип. 56). Поперек прольоту балки об'єднані між собою у просторову перехресно-ребристу систему прольотної будови тільки в площинах поперечних діафрагм, розташованих вздовж прольотів з кроком 2,5...2,7 м, за допомогою зварювання півдіафрагм суміжних балок верхніми і нижніми металевими накладками.

Головні балки прольотних будов таврового перерізу індивідуального проектування завдовжки 19,93 для крайніх прольотів і 24,18 м для середнього. Висота балок крайніх прольотів 1,28–1,3 м (проектна 1,3 м), середнього 1,46–1,5 м (проектна 1,5 м). Тип їх армування прийнятий за аналогією з ТП вип. 56. Балки армовані двома плоскими зварними каркасами із розташуванням поздовжньої робочої арматури періодичного профілю Ø32 мм у шість рядів по висоті без зазорів між ними. Вздовж каркасу через 70–100 см стержні арматури об'єднані між собою зварними шпонковими швами, завдовжки до 20 см, що разом з відгинами створює досить жорсткі зварні каркаси, подібні до металевих пруткових ферм. Поздовжня і відігнута робоча арматура гарячекатана періодичного профілю із сталі марки Ст. 5 за ГОСТ 5781-53 з межею текучості  $\sigma_y = 3500 \text{ кгс/см}^2$  (350 МПа) (за сучасною класифікацією клас А-II). Обидва плоскі каркаси об'єднані в просторовий за допомогою замкнених хомутиків, розташованих вздовж каркасу з кроком 200–250 мм, з гладкої арматурної сталі Ø8 мм марки Ст. 3 за ГОСТ 380-50 з межею текучості  $\sigma_y = 2850 \text{ кгс/см}^2$  (285 МПа) (за сучасною класифікацією клас А-1).

Марка бетону за результатами визначення неруйнівним способом відповідає проектній марці М200 (за сучасною класифікацією згідно з ДБН В.2.3-14:2006 – клас бетону В=0,7786·200·0,0981±15). Для перевірних розрахунків фізико-механічні характеристики бетону можна приймати за рекомендаціями ДБН В.2.3-14 для класу В15.

Балки всіх прольотів опираються на підферменники опор через рухомі залізобетонні опорні частини і металеві тангенціальні нерухомі, конструкція яких відповідає ТП вип.56.

Крайні опори – масивні монолітні залізобетонні обсіпні стояни з відкритками і шафовою стінкою. Проміжні – залізобетонні збірно-монолітні, тристовпчаті діаметром стовпів 1,8 м (рис. 2, б). Зверху стовпи об'єднані між собою збірним залізобетонним ригелем завдовжки 16,05 м з монолітним поперечним стиком над середнім стовпом.

Покриття проїзної частини – асфальтобетон завтовшки до 30–35 см, що значно збільшує постійне навантаження на балки, порівняно з проектним.

Тротуари підвищеного типу зі збірних залізобетонних накладних блоків рамного типу індивідуального проектування. Тротуарні блоки встановлені безпосередньо на дві крайні балки прольотних будов. Гідроізоляція балок під тротуарними блоками відсутня.

Над береговими і проміжними опорами влаштовані деформаційні шви закритого типу з металевим лотком-компенсатором.

Водовідведення з проїзної частини шляхопроводу і тротуарів здійснюється за допомогою поперечних і поздовжніх ухилів через водовідвідні труби.

За результатами обстеження технічний стан конструкцій прольотних будов, за винятком двох крайніх балок з обох сторін всіх прольотів (загальною кількістю 12 шт.), які підлягали демонтажу і заміні новими, визначений як задовільний. Прольотні будови моста визнані придатними для реконструкції з розширенням габариту проїзної частини до чотирьох смуг руху з одночасною заміною демонтованих балок і підсиленням залишених перетворенням розрізної системи прольотних будов на нерозрізну влаштуванням збірно-монолітної залізобетонної накладної плити.

Результати обстеження показали, що для приведення експлуатаційних показників шляхопроводу у відповідність до потреб сучасного транспорту і вимог чинних норм проектування нових мостів ДБН В.2.3-14:2006 необхідна його реконструкція, основною метою якої є підвищення вантажопідйомності на сприйняття нормованих чинними нормами рухомих тимчасових навантажень А15 і НК-100, а також збільшення пропускної здатності за рахунок доведення кількості смуг руху до чотирьох розширенням наявної прольотної будови залізобетонною накладною плитою з консолями без розширення наявних опор [1, 2, 4]. Для забезпечення довговічності і нормованого терміну експлуатації після реконструкції необхідне виконання комплексу ремонтних робіт з ліквідації дефектів, які виникли в несучих конструкціях шляхопроводу внаслідок тривалої незадовільної його експлуатації.

Проектом реконструкції передбачене розширення мостового полотна до габариту проїзної частини 17,5 м для забезпечення чотирьох смуг руху з двосторонніми тротуарами по 1,5 м ( $G-17,5+2 \times 1,5$  м) (рис. 2, в). Для розширення вперше застосована плоска збірно-монолітна залізобетонна накладна плита, консольні ділянки якої завдовжки 2,5...2,6 м увійшли до складу нових крайніх збірних балок. Для забезпечення вантажопідйомності реконструйованої прольотної будови шляхопроводу на сприйняття нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100 проектом передбачається заміна двох найпошкодженіших крайніх балок з обох сторін наявної прольотної будови новими збірними залізобетонними попередньо напруженими балками з несучою здатністю, яка забезпечує сприйняття зусиль від нормованих навантажень А15 і НК-100 у поєднанні з навантаженнями від натовпу на тротуарах. Цим вимогам відповідають типові залізобетонні балки марки ЗВет-120, розроблені в ДерждорНДІ і виробництво яких освоєно на заводі збірних залізобетонних конструкцій “З бетони” (м. Калуш).

Збірно-монолітна накладна плита (рис. 2, г) містить збірні консольні ділянки, які одночасно входять до складу зовнішньої частини верхньої полиці нових крайніх балок (рис. 2, е) і монолітну ділянку, розташовану в середній частині між новими крайніми балками над залишеними наявними. Такий спосіб влаштування накладної плити дає можливість уникнути влаштування опалубки для бетонування накладної плити, оскільки консольні її ділянки є збірними, а опалубкою монолітної частини слугують верхні полиці наявних таврових балок. Монолітну частину накладної плити надійно об'єднують для сумісної роботи з наявними балками за допомогою гнучких петльових арматурних анкерів. Накладну плиту армують верхніми і нижніми арматурними сітками, робочі стержні яких з'єднують на зварюванні внапусток з арматурними випусками зі збірних ділянок накладної плити.

Влаштування збірно-монолітної накладної плити за прийнятим варіантом дає можливість без особливих труднощів перетворити статичну схему наявних прольотних будов з розрізної на нерозрізну, і у такий спосіб розвантажити існуючі і нові балки в прольотах (зменшити прольотні згинальні моменти в них за рахунок виникнення опорних згинальних моментів у новій нерозрізній системі), тобто в такий спосіб підсилити їх для забезпечення вантажопідйомності на сприйняття навантажень А15 і НК-100, які передбачені чинними нормами ДБН В. 2.3-14:2006 проектування нових мостів.

Нерозрізність у реконструйованій прольотній будові створюють влаштуванням над проміжними опорами поперечних опорних ребер, у які вмонтовують торці суміжних наявних і нових балок (рис. 2, д). Крім того, нові балки об'єднують в нерозрізну систему зварюванням внапусток відповідних випусків арматури з їх торців.

Отже, підсилення прольотних будов після реконструкції для досягнення нормованої вантажопідйомності забезпечується:

- заміною дефектних наявних крайніх балок новими зі збільшеною несучою здатністю для сприйняття зусиль від нормованих тимчасових навантажень А15 і НК-100, натовпу на тротуарах і підвісних конструкцій для пропуску інженерних комунікацій;

- влаштуванням залізобетонної накладної плити з включенням її в сумісну роботу з наявними балками;
- зміною статичної схеми з розрізної на нерозрізну;
- відновленням пошкоджених стиків поперечних діафрагм з подальшим їх антикорозійним захистом.

Після виконання аварійно-відбудовних робіт і розширення прольотної будови виконується повна заміна елементів мостового полотна. Підвищена металева бар'єрна огорожа кріпиться до стійок, які прикріплюють болтами до закладних деталей накладної плити. Типова металева перильна огорожа закріплюється до закладних деталей на краях консолі плити.

Водовідвід здійснюється за рахунок поперечних ухилів через торці плит, захищених покриттям з бітуму і металевим кожухом з подальшим відведенням системою лотків і водовідвідних труб у місця накопичення.

**Випробування прольотної будови після реконструкції.** Метою випробувань було виявлення дійсного напружено-деформованого стану елементів прольотної будови, характеру її просторової роботи і розподілу тимчасового навантаження між балками, а також встановлення закономірностей деформування балок після включення в сумісну роботу з ними накладної плити розширення, її впливу на просторову роботу та зміну жорсткості і прогинів балок. Результат випробувань – встановлення відповідності фактичних і проектних конструктивно-технологічних й експлуатаційних характеристик реконструйованої прольотної будови, її фактичних і прийнятих при проектуванні розрахункових схем просторової роботи, а також міцності і деформативності несучих конструкцій після підсилення і розширення та прогнозування можливостей подальшої експлуатації.

Програма випробувань прольотної будови розроблена відповідно до вимог ДБН. В.2.3-2-6-2002. Рівень навантаженості балок статичним випробувальним навантаженням відносно розрахункових зусиль за різних схем його розташування на прольотній будові крайнього і середнього прольотів на всіх ступенях навантаження визначали перевірними розрахунками розширеної прольотної будови на випробувальні та нормовані тимчасові і постійні навантаження.

Для випробувань прольотної будови використовували тимчасове рухоме навантаження з двох колон навантажених автомобілів – самоскидів КрАЗ масою по 23–25 т кожний. Тиск на задні і передню осі приймали за паспортними даними (відповідно 9,3 і 4,55 т). Розташування автомобілів на прольотній будові komponували за загальноприйнятим принципом випробувань прольотних будов тимчасовим статичним навантаженням [3]. Поперек і вздовж прольоту автомобілі встановлювали в найневигодніше положення за відповідними лініями впливу для отримання максимальних зусиль у досліджуваних, у цьому випадку крайній балці № 1 і середній балці № 6. Для отримання максимальної навантаженості крайніх балок поперек прольоту дві колони автомобілів (по 2 автомобілі в колоні) встановлювали несиметрично з максимальним наближенням до бар'єра безпеки (схеми I і II). Вздовж прольоту крайню задню вісь одного автомобіля встановлювали над вершиною лінії впливу згинальних моментів, а другий автомобіль – впритик заднім бортом до першого. Отже, на ділянці лінії впливу з максимальними ординатами розташовували чотири найбільше навантажені осі випробувального навантаження. Для досягнення максимальної навантаженості середньої балки № 6 чотири колони автомобілів КрАЗ встановлювали поперек прольоту за схемою III над максимальними ординатами лінії впливу реакції балки № 6. Вздовж прольоту автомобілі встановлювали над максимальними ординатами відповідних ліній впливу, аналогічно, як і при схемах I і II. Загальний вигляд схем навантаження прольотної будови під час випробувань показаний на рис. 3.

Прийняті під час випробувань схеми навантаження охопили практично всі можливі випадки розташування тимчасових навантажень на прольотній будові в процесі її експлуатації, тобто дали можливість перевірити несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість найбільше навантажених елементів у режимі найневигоднішого навантаження прольотної будови під час експлуатації.

Схема I к



Схема I с



Схема II к



Схема II с



Схема III к



Схема III с



*Рис. 3. Загальний вигляд випробувань прольотної будови крайнього (к) і середнього (с) прольотів*

За характерну, контрольовану під час випробувань деформацію, прийняті прогини (вертикальні переміщення) балок прольотної будови, які вимірювали для кожної балки всередині прольоту механічними прогиномірами БПАО з ціною поділки 0,01 мм.

Результати випробувань подано епюрами експериментальних прогинів, закономірність розвитку і розподілу яких між балками поперек прольоту дає уявлення про характер просторової роботи прольотної будови під навантаженням. Для можливості аналізу і порівняння одержані при всіх схемах випробувальних навантажень прогини подані у вигляді епюр їх розподілу між балками поперек прольоту (рис. 4). Схеми навантаження прольотної будови I, II були односторонніми і створювали максимальну навантаженість крайніх балок 1, 2 (ліва) і 11, 12 (права). За такого розміщення випробувальних навантажень за схемами I, II прогини вказаних балок були близькими між собою, що наочно видно з рис. 4 б, в, д, е, на якому подано епюри прогинів балок при навантаженні крайнього (к) і середнього (с) прольотів за схемами I і II. Так, при випробуваннях за схемою I прогин балки 2 становив 2,28 мм, а балки 11 – 2,38 мм, при випробуваннях за схемою II. Наведене порівняння прогинів лівої (2) і правої (11) балок і їх задовільна збіжність за однакових згинальних моментів є додатковим підтвердженням достовірності величин виміряних прогинів.

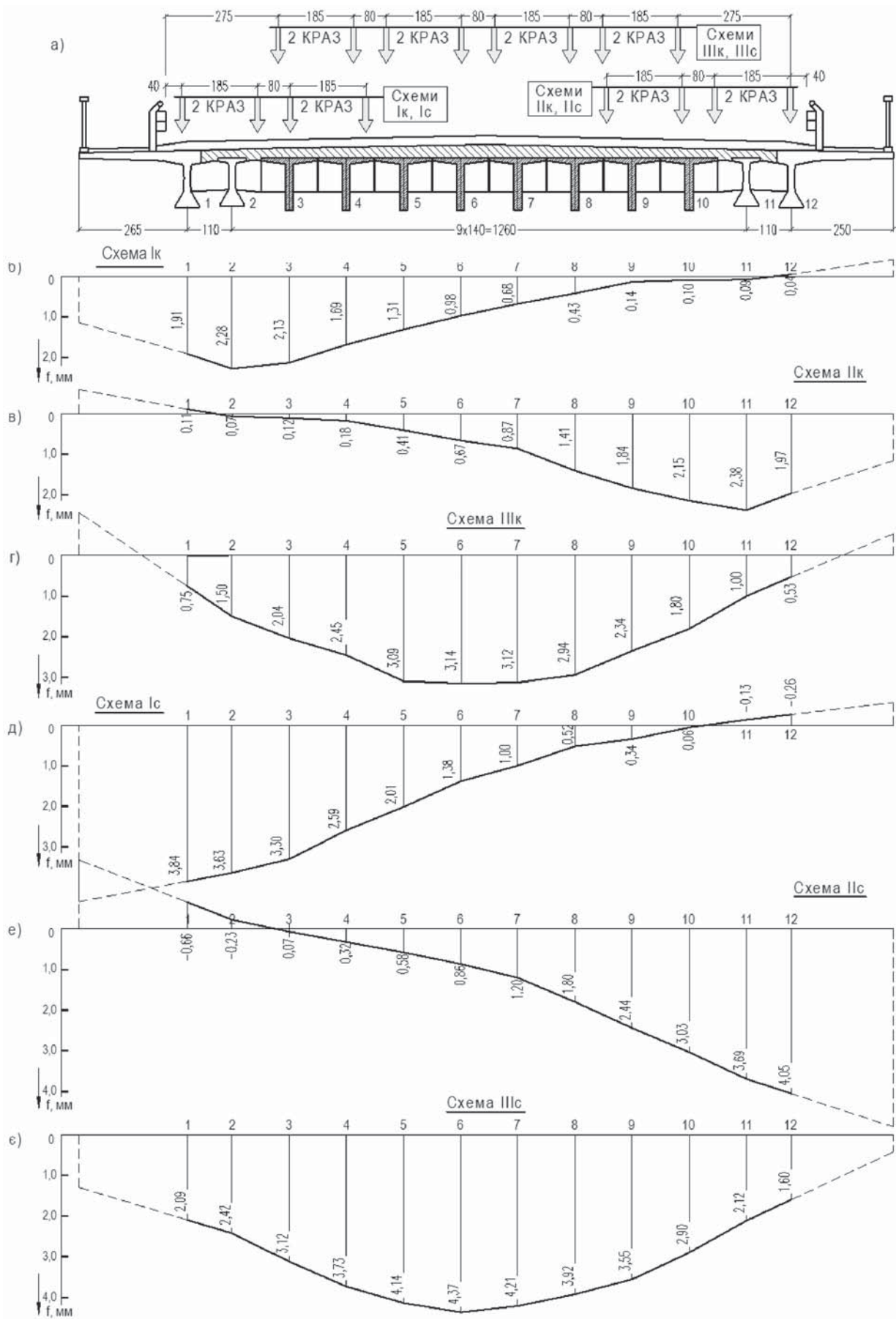


Рис. 4. Епюри прогинів балок прольотних будов крайнього (б, в, г) і середнього (д, е, є) прольотів при схемах навантаження I, II, III



Закон зміни прогинів балок при випробуваннях за всіма схемами навантаження явно виражений нелінійний (рис. 4), що свідчить про характер просторової роботи реконструйованої прольотної будови, який за фізичним змістом відповідає теоретичним передумовам розрахунку за методом пружних опор. Отже, дійсна робота наявної прольотної будови мало відрізняється від прийнятої в розрахунку, який і передбачає нелінійний розподіл прогинів поперек прольоту (метод пружних опор).

Максимальний прогин крайніх балок 1, 2 і 11, 12 у розширеній прольотній будові одержаний при випробуваннях за схемами I і II, які дають максимальну навантаженість цих балок – відносно розрахункового тимчасового навантаження А15 і НК-100. За такого ступеня навантаженості, який відповідає величині нормативних зусиль від нормованих навантажень А15 і НК-100 середній прогин балок 1, 2 і 11, 12 становив лише 2,25 мм у крайньому і 3,94 мм у середньому прольотах, що становить відповідно 1/8413 і 1/6137 прольоту при допустимому короткочасному прогині від тимчасових рухомих навантажень 1/400 прольоту. Максимальний прогин середньої балки № 6 при навантаженні за схемою 3 становив відповідно 3,14 мм і 4,37 мм для крайнього і середнього прольотів, що також значно менше від допустимого. Наведені дані свідчать про значний запас жорсткості балок у розширеній і підсиленій прольотній будові.

Реконструйована прольотна будова має також значний запас міцності. Про це свідчить її максимальна навантаженість при випробуваннях, яка при схемах навантаження I і II становила 0,88–0,899 відносно нормативного навантаження А15 і, відповідно, 0,625–0,547 для нормативного навантаження НК-100, а при схемі навантаження III, відповідно, 0,843–0,899 для навантаження А15 і 1,186–1,191 для навантаження НК-100. За такого високого рівня навантаженості остаточні прогини в балках не виникали, що свідчить про пружний характер роботи і дає підстави стверджувати про можливість експлуатації реконструйованої прольотної будови без обмежень на нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100, на які відповідно до вимог чинних норм проектування виконують розрахунки нових мостів.

### **Висновки**

1. Виконана реконструкція шляхопроводу з розширенням прольотної будови збірно-монолітною накладною плитою із заміною крайніх, недопустимо ушкоджених балок, підтвердила ефективність і технологічність прийнятих конструктивних рішень.

2. Підсилення балок зміною статичної схеми балкової прольотної будови з розрізної на нерозрізну підтвердило високу його ефективність у підвищенні експлуатаційних показників – міцності, жорсткості і тріщиностійкості.

3. Значне зменшення виміряних при випробуваннях після реконструкції прогинів балок порівняно з допустимими за ДБН В. 2.3.-14: 2006 свідчить про надійне включення в сумісну роботу з ними збірно-монолітної залізобетонної накладної плити і внаслідок цього збільшення як жорсткості балок, так і поперечної жорсткості прольотної будови загалом.

4. Розподіл прогинів балок після включення у роботу накладної плити свідчить, що фактична просторова робота відповідає теоретичним передумовам методу пружних опор, прийнятого для розрахунків на тимчасові нормовані і випробувальні навантаження.

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

*1. Кваша В.Г. Розширення збірних залізобетонних прольотних будов мостів з багаторядовою каркасною арматурою залізобетонною накладною плитою // Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди. – Вип. 4. – Рівне, 2000. – С. 205–213. 2. Кваша В.Г. Розширення і підсилення залізобетонних прольотних будов збірно-монолітною накладною плитою // Вісник Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – № 1. – Львів: НАУ, 2000. – С. 119–125. 3. Кваша В.Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів. – Львів: Нац. ун-т “Львівська політехніка”, 2002. – 102 с. 4. Кваша В.Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів / Автореф. дис. ... д.т.н. – К., 2002. – 33 с. 5. Матаров І.А., Смирнова Л.С., Шилина А.Л. Сборные железобетонные мосты с многорядной сварной арматурой. – М.: Автотрансиздат, 1959. – 186 с. 6. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. – Вып. 5б. Пролётные строения железобетонные, сборные с каркасной арматурой периодического профиля. – М.: Стройиздат, 1958. – 56 с.*