

## **ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОГО РОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ В ЗАЛІЗОБЕТОННІЙ ПЛИТНО-РЕБРИСТІЙ ПРОЛЬОТНІЙ БУДОВІ МОСТА**

Кваша В.Г., Собко Ю.М., Стечишин С.М.

Національний університет “Львівська політехніка”  
м. Львів, Україна

**АНОТАЦІЯ:** Багаторазова статична невизначеність просторової системи прольотної будови моста розкрита за допомогою діаграм деформування перерізів еталонних балок. Для кожної балки системи визначені експериментальні згинаючі моменти, поперечні сили, частки зовнішнього навантаження і жорсткості перерізів.

**АННОТАЦИЯ:** Многократная статическая неопределенность пространственной системы пролетного строения моста раскрыта посредством диаграмм деформирования сечений эталонных балок. Для каждой балки системы определены экспериментальные изгибающие моменты, поперечные силы, доли внешней нагрузки и жесткости сечений.

**ABSTRACT:** Multiple static spatial uncertainty spans of the bridge is revealed by deformation diagrams cross reference beams. For each set of experimental beam moments, shear forces, the proportion of external load and stiffness sections are determined.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** прольотна будова, просторова робота, переріз, деформація, переміщення, згинаючий момент, поперечна сила.

### **ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ**

Природа просторового розподілу зусиль в перехресно-ребристих залізобетонних прольотних будовах мостів та шляхопроводів залежить від рівня нелінійних деформацій, процесу утворення і розвитку тріщин, а також від зміни жорсткості перерізів під навантаженням. Більшість

існуючих методів просторових розрахунків залізобетонних перехресно-ребристих систем не враховують ці фактори. Вони обмежуються лише пружною стадією діаграми деформування залізобетонних перерізів. Тому були виконані експериментальні дослідження просторового розподілу зусиль в натурній залізобетонній конструкції прольотної будови моста в лінійній і нелінійній стадіях. Мета досліджень полягала у виявленні і вивченні змін напружено-деформованого стану на різних рівнях навантаження та визначенні реального розподілу зусиль між головними балками.

## **КОНСТРУКЦІЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ЗРАЗКА ТА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ**

Експериментальним зразком була натурна прольотна будова шляхопроводу (рис. 1). Її утворювали шість збірних залізобетонних таврових балок довжиною 14,06 м, армованих двома зварними каркасами з багаторядовим розташуванням поздовжньої робочої арматури без зазорів по висоті за ТП Вип. 56 [1]. Поперек прольоту балки об'єднувались зварюванням на металевих накладках закладних деталей в перерізах діафрагм, розташованих з кроком 2,7 м по довжині балок. На момент випробувань конструкція знаходилась в експлуатації більше 30 років.

Фізико-механічні характеристики бетону балок визначали шляхом випробувань бетонних кернів, що були відібрані з малонапружених зон балок після їх випробувань [2]. Додатково міцність бетону визначали склерометром за неруйнівним методом. Призмova міцність бетону становила  $R_b=25,55$  МПа, початковий модуль пружності  $E_b=36420$  МПа, гранична стисливість бетону  $\varepsilon_{bmax}=165 \times 10^{-5}$ . Фізико-механічні характеристики арматури визначали шляхом випробувань стержнів у стадії поставки, які відбирали після випробувань балок прольотної будови з тих їх ділянок, де напруження в процесі випробування не досягли межі текучості. Були випробувані на розтяг експериментальні зразки діаметром 32 мм у стадії поставки, а також стандартні зразки діаметром 6 і 10 мм, відібрані з центральної частини арматурних стержнів. Напруження текучості арматури становили  $\sigma_y=335,0$  МПа, модуль пружності  $E_s=209000$  МПа.

## **МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ**

Навантаження на конструкцію прольотної будови створювали гідравлічними домкратами з насосною станцією. Навантаження прикладали до верху плити за допомогою силової установки, яка складалась з двох металевих ферм та системи тяг і траверс. Просторову роботу конструкції прольотної будови досліджували шляхом почергового

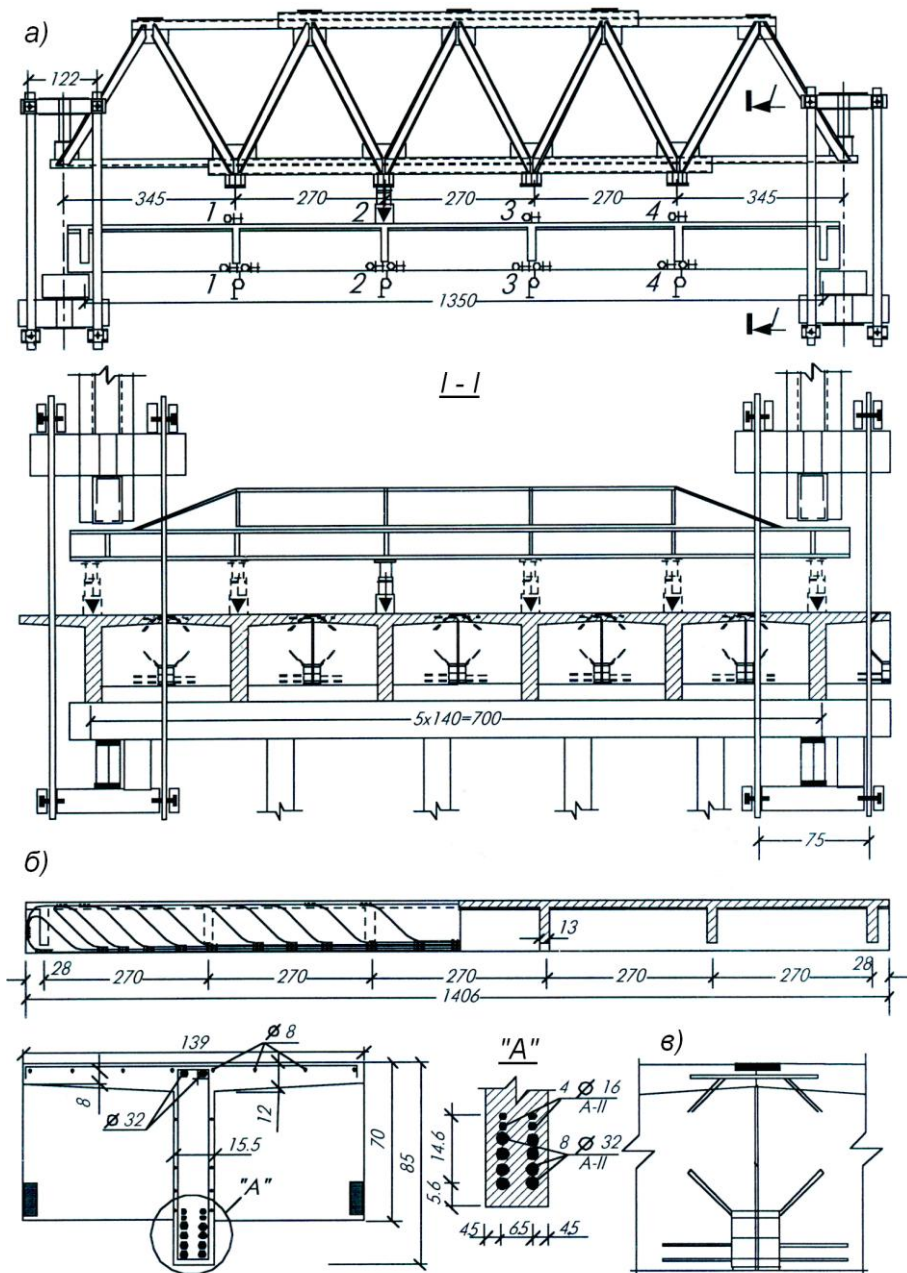


Рис. 1. Конструкція експериментального зразка

навантаження зосередженою силою, що переміщалась упоперек прольоту вздовж перерізів перетину балок та діафрагм. Навантаження прикладали ступенями до величини 800 кН. При випробуваннях на кожному рівні навантаження проводили заміри деформацій крайніх фібр бетону балок, деформацій крайнього стержня зварного арматурного каркасу, а також вертикальних переміщень у вузлах перетину поздовжніх та поперечних балок.

Після проведення випробувань прольотної будови, також провели випробування балок, виокремлених з системи прольотної будови. Спочатку випробувальне навантаження прикладали почергово в кожному вузлі перехрещення з діафрагмами і його величину доводили до рівня 85...90% від розрахованої руйнуючої сили, що відповідало ширині розкриття нормальних тріщин 0,3...0,5 мм. Далі балку доводили до руйнування двома зосередженими силами, розташованими симетрично в перерізах середніх діафрагм. При цьому досліджували напружено-деформований стан нормальних та похилих перерізів, а також жорсткість і ширину розкриття вертикальних та похилих тріщин. З цією метою вимірювали деформації нижніх стержнів робочої арматури зварних каркасів в поздовжньому напрямку, верхньої фібри стиснутого бетону та вертикальних переміщень перерізів уздовж балки в вузлах перетину з діафрагмами. Наскільки це було можливо прилади дублювалися для збільшення достовірності експериментальних вимірювань. Значення деформацій і переміщень були виміряні при різних схемах завантаження балок, що дозволило виконати статистичний аналіз експериментальних даних.

## **МЕТОДИКА АНАЛІЗУ ОТРИМАНИХ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДАНИХ**

Аналіз експериментальних даних просторової роботи прольотної будови, а також розкриття статичної невизначеності та визначення експериментальних значень згинаючих моментів, поперечних сил і часток вертикального навантаження для кожного перерізу був виконаний шляхом прямого порівняння деформацій арматури і бетону в перерізах виокремлених балок з деформаціями арматури і бетону таких же балок, працюючих в складі прольотної будови.

Суть методики полягає в наступному: однаковим величинам деформацій бетону і арматури балок в прольотній будові і окремих балок відповідають однакові за значеннями згинальні моменти і поперечні сили (за умови ідентичності конструкції і обпирання цих балок, однаковості зовнішніх сил та схеми їх прикладання). Тобто, за даними випробувань еталонних балок і таких самих балок в системі прольотної будови можна

розкрити багаторазову статичну невизначеність цих систем експериментальним шляхом, як в пружній, так і в непружній стадіях деформування перерізів.

Згинальні моменти, поперечні сили і частки зовнішнього навантаження для балок в системі визначали за експериментальними діаграмами деформацій  $M-\varepsilon_s$  і  $M-\varepsilon_b$  виокремленої (еталонної) балки.

Запропонована методика проілюстрована на рис. 2, де, як приклад, показані діаграми деформацій еталонної балки в зображеному перерізі прикладання зовнішнього навантаження.

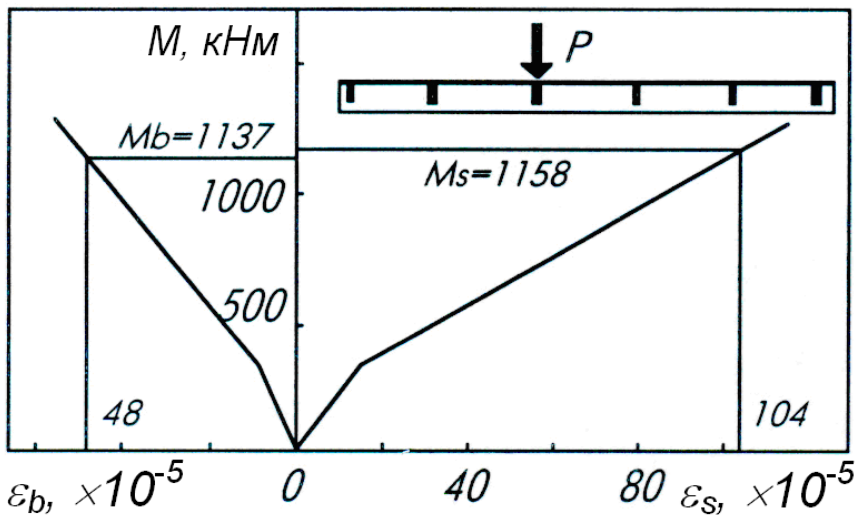


Рис. 2. Діаграма деформацій еталонної балки

Якщо на даному рівні навантаження в перерізі балки в складі прольотної будови, наприклад під силою, деформації становили  $\varepsilon_s=104 \times 10^{-5}$ ,  $\varepsilon_b=48 \times 10^{-5}$ , то згідно з діаграмою деформування еталонної балки для того ж перерізу та такого ж положення зовнішнього навантаження згинаючий момент був рівний 1158 кНм (за  $\varepsilon_s$ ) і 1137 кНм (за  $\varepsilon_b$ ) при середньому значенні 1148 кНм. Таким чином, використовуючи діаграми деформацій бетону та арматури еталонної балки можна знайти згинаючі моменти в кожному з досліджуваних перерізів уздовж прольоту для всіх балок прольотної будови при різних схемах навантаження, а також побудувати експериментальні епюри їхнього розподілу. Частку зовнішньої сили, що передається на кожен балку прольотної будови та її просторовий розподіл було отримано за поперечними силами.

## РЕЗУЛЬТАТИ АНАЛІЗУ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ПРОЛЬОТНОЇ БУДОВИ

Результати випробувань еталонної балки використовували для аналізу просторової роботи прольотної будови. Вони представлені у виді узагальнених діаграм деформацій бетону, арматури та прогинів. Діаграми мають нелінійний характер для всіх поперечних перерізів уздовж прольоту. Епюри деформацій і прогинів якісно демонструють природу деформацій балки, та характеризують зміну напружено-деформованого стану досліджуваних поперечних перерізів балок в залежності від схеми та рівня навантаження. Криволінійні епюри прогинів не відповідають лінійним епюрам згинаючих моментів, що свідчить про непропорційне співвідношення між деформаціями, прогинами та згинаючими моментами, а також про нелінійність деформування балки. Це відбувається внаслідок пружно-пластичних деформацій бетону стиснутої зони балки і утворення тріщин в її розтягнутій зоні [3].

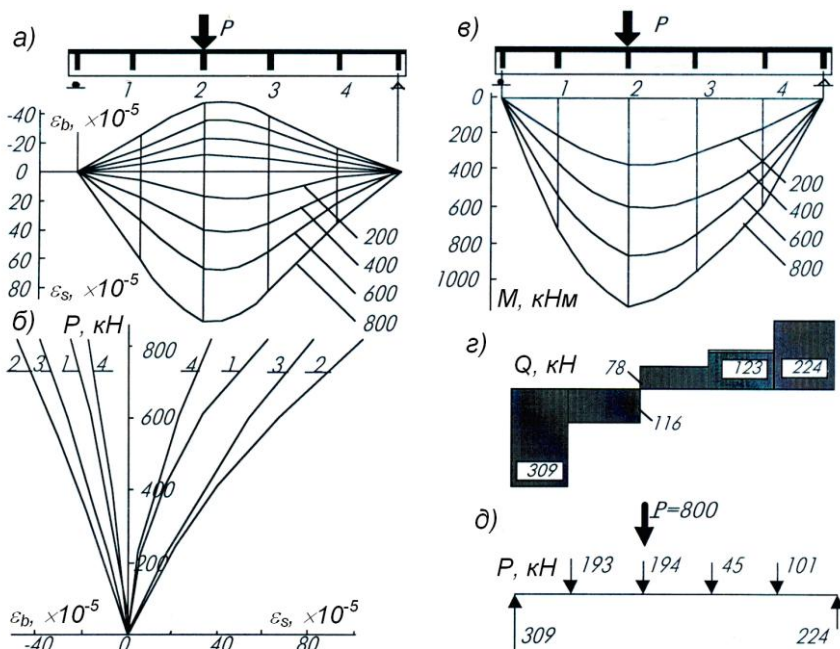


Рис. 3. Епюри (а) та графіки (б) зміни деформацій бетону і арматури, згинаючі моменти (в), поперечні сили (г) і розподіл вузлових зосереджених сил (д) в крайній балці

В результаті випробувань прольотної будови отримали експериментальні значення деформацій арматури і бетону, вертикальних переміщень в досліджуваних поперечних перерізах балок в залежності від величини та розташування зовнішньої зосередженої сили та її положення в різних вузлах. На рис. 3 показані епюри і графіки розподілу прогинів і деформацій в крайній балці при розміщенні навантаження в перерізі 2-2 по середній діафрагмі. При їх аналізі приходимо до висновку, що навіть на відносно низьких рівнях навантаження в межах 0,20...0,25 від максимального в найбільш навантажених балках, над якими розміщалося випробувальне навантаження і в суміжних балках графіки переміщень і деформацій були нелінійними. Початок нелінійної деформації збігається з початком розкриття існуючих і утворенням нових тріщин. Нелінійність проявляється ще більше на середніх рівнях навантаження (близько до граничного стану за експлуатаційною придатністю) і особливо при граничних навантаженнях. Подібні результати були отримані з випробувань еталонних балок. Більш віддалені від точки прикладання сили перерізи деформувались лінійно. Таким чином, з порівняння деформацій балок в поперечному перерізі системи прольотної будови видно, що в залежності від відстані від точки прикладання сили – уздовж одного поперечного перерізу прольотної будови в залежності від величини навантаження одні балки деформуються нелінійно, в той час як інші деформуються лінійно. Отже жорсткість лінійно і нелінійно деформованих балок є різною. Жорсткість найбільш завантажених балок, яка була визначена за деформаціями арматури та бетону і за експериментальними згинаючими моментами, зменшувалась більше ніж у два рази (при ширині розкриття тріщин 0,08...0,12 мм) в порівнянні з початковою жорсткістю цих балок. Цей факт не враховують існуючі методи лінійних просторових розрахунків. Кривину епюр, що були отримані експериментально, можна пояснити впливом нелінійних деформацій залізобетону, різною інтенсивністю розкриття тріщин під навантаженням в різних балках в залежності від їх розташування.

Розподіл згинаючих моментів в крайній балці при розміщенні зосередженої сили в перерізі 2-2 прольотної будови показаний на рис. 3в. Отримані епюри моментів на всіх рівнях навантаження мають криволінійний характер, що є характерною ознакою статично невизначених просторових систем. Додатна кривина епюр моментів показує, що, коли балки працюють в непружній стадії, зосереджена сила розподіляється між ними через діафрагми у вигляді зосереджених сил, які прикладаються у вузлах на перетині поздовжніх балок з діафрагмами (рис. 3д). Просторовий розподіл вузлових зосереджених сил уздовж прольоту балок відображає фізичну суть явища перерозподілу зусиль,

будучи результатом властивостей бетону: утворення тріщин, нелінійні деформації, а також суттєве зменшення жорсткості перерізів балок в найбільш завантажених областях.

Абсолютні значення згинаючих моментів в найбільш завантажених перерізах є меншими від отриманих згинальних моментів при розрахунках за пружними методами просторових систем. Наприклад, при розташуванні навантаження 800 кН в перерізі 2-2 крайньої балки прольотної будови, максимальний згинаючий момент в цьому перерізі визначений за діаграмою деформування еталонної балки був рівний 1148 кНм і цей самий теоретичний момент, визначений з пружного розрахунку складав 1526 кНм. Тобто 25 відсотків різниці складає так званий “прихований” резерв несучої здатності перехресно-ребристої залізобетонної системи прольотної будови моста.

## ВИСНОВКИ

1. Запропонована методика випробувань перехресно-ребристої прольотної будови і еталонних балок дозволила отримати експериментальні дані про зміну їх напружено-деформованого стану в поперечних перерізах уздовж прольоту при різних схемах навантаження. Надійність отриманих результатів була підтверджена їхньою статистичною обробкою.

2. Методика обробки і аналізу експериментальних даних натурної прольотної будови за допомогою діаграм деформування еталонних балок дозволила розкрити багаторазову статичну невизначеність просторової системи прольотної будови, визначити значення експериментальних згинаючих моментів, поперечних сил і часток зовнішнього навантаження для кожної балки системи, а також жорсткостей перерізів балок та її зміну в залежності від величини навантаження.

3. Експериментальні дослідження показали, що найбільш завантажені балки в системі прольотної будови на рівні експлуатаційних навантажень і при більш високих рівнях навантажень працюють в пружно-пластичній стадії, що підтверджується їхнім нелінійним деформуванням, розвитком тріщин і зменшенням початкової жорсткості більше ніж у 2 рази. Поперечний переріз моста при тій самій геометрії і армуванні складається з балок з різними жорсткостями; конструкція прольотної будови в поперечному напрямку перетворюється в нерегулярну систему, що повинно бути враховано при розрахунках “прихованої” несучої здатності перехресно-ребристих систем.

4. Аналіз експериментальних досліджень натурної конструкції прольотної будови після 30 років її активної експлуатації показав, що реальний просторовий розподіл зусиль між балками в пружно-пластичній стадії роботи є іншим ніж у пружній стадії. Внаслідок перерозподілу



зусиль до менш завантажених перерізів балок зусилля в більш завантажених стають меншими. Внаслідок просторового розподілу зовнішнього навантаження через вузли перехресно-ребристої системи експериментальні значення згинаючих моментів в найбільш завантажених балках, які визначали за діаграмами деформування еталонних балок, є на 25...30 відсотків меншими, ніж обчислені за пружними методами. Це становить “прихований” резерв несучої здатності конструкцій прольотних будов даного типу.

## ЛІТЕРАТУРА

1. ТП вип. 56. Прогонові будови залізобетонні збірні з каркасною арматурою періодичного профілю прогонами між опорами 7,5, 10,0, 12,5, 15,0 і 20,0 м. - М.: Союздорпроект, 1957.
2. Стечишин С.М. Дослідження параметрів бетону в віці 30-ти років / С.М. Стечишин, О.Я. Стечишин // Проблеми теорії і практики залізобетону зб. наук. статей. – Полтава: Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка, 1997. – С. 430-433.
3. Кваша В.Г. Дослідження просторової роботи балкової залізобетонної прольотної будови з багаторядовою зварною арматурою / В.Г. Кваша, Ю.М. Собко, С.М. Стечишин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: Рівненський державний технічний університет, 2001. – Вип. 7. – С. 141-149.

Стаття надійшла до редакції 19.03.2013 р.