

БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ

УДК 624.21

DOI: 10.30977/BUL.2219-5548.2025.109.0.61

ВПЛИВ ПОМИЛОК ПРОЄКТУВАННЯ, БУДІВНИЦТВА
Й ЕКСПЛУАТАЦІЇ НА НЕСНУ ЗДАТНІСТЬ ПІШОХІДНОГО МОСТУ

Бережна К. В., Краснов С. М.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Анотація. У статті розглянуто вплив помилок, що виникають на етапах проєктування, будівництва й експлуатації, на несну здатність підвісного пішохідного мосту. Дослідження проведено на прикладі реального мосту в місті Харків. Основними виявленими проблемами стали такі: корозія елементів, пошкодження дерев'яного настилу, відхилення конструкцій від проєктних осей, неякісне виконання зварних з'єднань, а також порушення геометрії опор. Здійснено розрахунок скінчено-елементної моделі мосту за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР, що дозволило виявити критичні перевищення допустимих зусиль. Результати підтверджують, що значна частина елементів не відповідає вимогам міцності та стійкості. Зокрема несна здатність головних балок, дерев'яного настилу, з'єднань підвісок і тросів нижче за нормативні значення.

Ключові слова: пішохідний міст, несна здатність, помилки проєктування, дефекти конструкції, технічний стан, ЛІРА-САПР.

Вступ

Помилки на етапах проєктування, будівництва й експлуатації підвісних пішохідних мостів суттєво впливають на їхню несну здатність. Помилками під час виборі матеріалу та перерізу конструктивних елементів, зокрема використання матеріалів з недостатньою міцністю або неправильне визначення розмірів елементів, може призвести до зниження несної здатності. Відхилення від проєктних параметрів, зокрема порушення в процесі будівництва (неправильне встановлення анкерних систем або неякісне зварювання), можуть створити помилки в конструкції. Порушення технології монтажу, зокрема недотримання послідовності монтажу або неправильне натягування тросів, можуть призвести до нерівномірного розподілу навантажень. Відсутність регулярного моніторингу, тобто не проведення регулярних оглядів і технічного обслуговування, може призвести до непомічених пошкоджень, а отже, до зниження несної здатності. Перевищення розрахункових навантажень, тобто використання моста не за призначенням або перевищення допустимих навантажень, може спричинити прискорене зношування конструкції. Недостатній облік динамічних навантажень, зокрема зневага до можливих резонансних коливань, може призвести до торсійної нестійкості. Класичним прикладом є обвал мосту Такома Нарроуз 1940 року. Сучасні дослідження демонструють, що внутрішні

резонанси конструкції, а не лише аеродинамічні сили можуть бути причиною нестійкості.

Аналіз публікацій

Питання впливу помилок проєктування, будівництва й експлуатації мостів на їхній життєвий цикл було темою багатьох наукових робіт. Ден М. Франгопол, професор Університету Ліхайд, засновник журналів Structure and Infrastructure Engineering та Structures and Infrastructures, є піонером у сфері аналізу надійності та життєвого циклу мостів, зокрема аналізу впливу помилок проєктування й експлуатації на несну здатність конструкцій [1].

Сучасні дослідження стану мостів і впливу негативних факторів на їхню несну здатність також висвітлюють велику кількість питань [2–9]. Щодо стану мостів в Європі, наприклад у Франції, то приблизно 50 % з більше ніж 20 000 мостів, розташованих вздовж 30 000 км національних доріг, потребують ремонту, тоді як в Угорщині приблизно 45 % основних автомобільних мостів та 60 % другорядних потребують термінового ремонту. Майже 50 % з більше ніж 29 000 автомобільних мостів у Польщі експлуатуються понад 50 років, приблизно 20 % мостів є конструктивно недосконалими та функціонально застарілими. Все це визначило зацікавленість у дослідженні впливу таких факторів на несну здатність пішохідного підвісного мосту в місті Харків, який будо

обстежено НДЛ кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки.

Мета та постановка завдання

На основі результатів обстежень реально-го стану мосту та теоретичних розрахунків дослідити вплив якості експлуатації, помилок у проектуванні або будівництві й інших факторів на несну здатність. Визначити, на скільки знижує несну здатність незначна за розмірами але, можливо, значна за впливом деталь або дефект.

Аналіз технічного стану пішохідного мосту

Об'єктом дослідження є пішохідний, підвісний, нерозрізний міст довжиною ≈ 71 м (довжина прогонової будови). Габарит для проходу пішоходів – 1,5 м. Загальний вид мосту з обох боків наведено на рис. 1. Габарит споруди за висотою – 4,6 м. Головна балка прогонової будови виконана з двох швелерів № 24 (з похилими гранями полок), розташованих на відстані 1,53 м. Між собою швелери з'єднані металевими тяжами з гладкої арматури, які встановлено на відстані ≈ 2 м один від одного. Основою настилу є дерев'яний брус перерізом 50×140 мм, що встановлено з кроком 1,3 м, до якого кріпляться дошки настилу товщиною 40 мм. Початок прогонової будови на лівому березі розташовано на відстані 2,3 м від ОП 1. Кінець прогонової будови (правий берег) розташовано на відстані 2,8 м від ОП 4 в бік бетонного блока анкерів. Із зовнішнього боку до швелерів прогонової будови приварено стійки та розкоси перильної огорожі. Решітка перильної огорожі виконана з гнутих та прокатних кутиків $50 \times 50 \times 4(5)$ мм. На відстані 40 см від перил до решітки приварено додат-

ковий горизонтальний кутик. Висота перильної огорожі – 1 м. Головна балка прогонової будови підвішена до основних канатів за допомогою підвісок $\varnothing 20$ –24 мм. Канати виконано з тросів $\varnothing 33$ мм. З верхового та низового боків розташовано по два троси. З верхового боку кількість підвісок становить 10 штук, з низової – 12. Нижній трос під'єднано до головної балки (на відстані приблизно $1/3$ прольоту з кожного боку), він пропускається під горизонтальним упором, який розташовано в площині нижньої полки швелерів. Усередині прольоту нижній трос проходить крізь вертикальний упор, що створює шпренгельну систему.

Берегові (крайні) опори (ОП 1 та ОП 4) – металеві П-образні пілони. Стояки пілонів виконано з металевих труб $\varnothing 30$ см. У верхній частині стояки об'єднані двома горизонтальними поперечинами, між якими приварені три вертикальні елементи (рис. 1). Висота пілонів – 7,15 м (лівий берег), 8,4 м (правий берег). Конструкція фундаментів та глибина їх закладення невідомі. Проміжні опори (ОП 2 та ОП 3) – металеві стояки з хрестовими в'язями (рис. 1.). Стояки виконано з труб $\varnothing 10$ см, в'язі – з кутиків $75 \times 75 \times 5$ мм. Фундамент проміжних опор – бетонна плита $1,8 \times 1 \times 0,45$ м. Висота проміжних опор приблизно дорівнює 3 м. Кріплення основних несних канатів виконано за допомогою металевих анкерів (два двотаври № 20), які замонтовані в бетонні блоки на обох берегах річки. З лівого берега анкер у бетонному блоці розташовано на відстані 18,6 м від пілона ОП 1, з правого боку – на відстані 14,6 м. Бетонні блоки мають розміри в плані $3,15 \times 3,7$ м. Глибина занурення блоків невідома. Опорні частини відсутні.

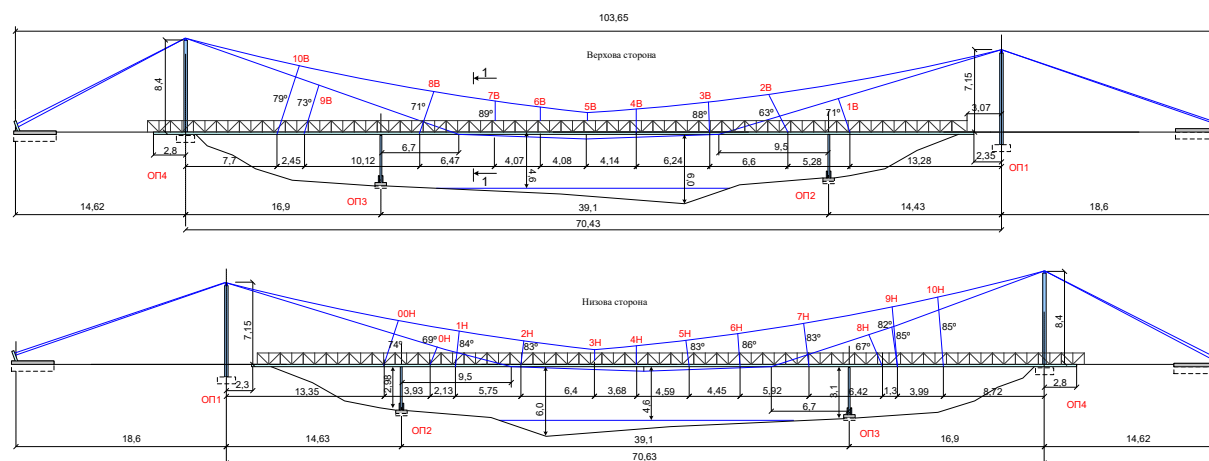


Рис. 1. Загальний вид мосту з верхового та низового боків

Дев'яносто відсотків дощатого мостового настилу мають значні дефекти кріплення до поперечних дерев'яних брусків вздовж всієї довжини прогонової будови: деякі дошки зовсім не мають кріплення з одного з боків, на нижній поверхні дощок настилу спостерігаються гнилісні процеси; поперечні бруси мають поздовжні тріщини та місця гнилі, що призводить до значної втрати несної здатності. Двадцять відсотків поперечин не відповідають умовам за міцністю. Нахил пішохідної частини всередині прольоту досягає 58 %, що значно знижує рівень безпеки руху пішоходів.

Швелери головної балки та елементи перильної огорожі мають поверхневу корозію вздовж всієї довжини. Біля підвісок 1В та 00Н швелери зварені один з одним з відхиленням від поздовжньої осі. Між ОП 3 та ОП 4 прогонова будова в плані має значні горизонтальні відхилення від поздовжньої осі. Кріплення підвісок до прогонової будови виконано з порушенням нормативних вимог. Деякі підвіски приварені до елементів перильної огорожі. Довжина зварних швів у всіх підвісках різна; шви виконано ручною дуговою зваркою без контролю якості та попередніх розрахунків. Несна здатність деяких зварних швів менша за зусилля, які виникають в елементах підвісок від постійного та тимчасового навантажень. Несна здатність головних балок прогонової будови складає 96 кНм, що менше за зусилля від власної ваги та пішоходів, яке складає 127 кНм. Горизонтальні коливання прогонової будови на ділянці від ОП 3 до ОП 4 під час руху майже одиночних пішоходів перевищують максимально допустимі горизонтальні деформації більше ніж на 15 % [10].

Крайні опори ОП 1 й ОП 4 мають нахил від вертикальної осі в бік русла річки та в бік пішохідної частини від 0,7 до 2,0°. Поверхня елементів пілонів та поперечних в'язів вкрита шаром іржі. Проміжні опори ОП 2 й ОП 3 також мають поверхневу корозію. Кріплення стояків опор до фундаменту виконано окремими елементами різного перерізу, які не мають зв'язку один з одним, що може призвести до втрати стійкості всієї конструкції. Бетон фундаментів проміжних опор і бетонних блоків анкерів має значні руйнування поверхневого шару.

Перевірка несної здатності елементів пішохідного мосту

Основою настилу є дерев'яний брус перерізом 50×140 мм, що встановлено з кроком 1,3 м, до якого кріпляться дошки настилу

товщиною 40 мм. Розрахунковий проліт дощок настилу складає 1,3 м. Навантаження від пішоходів рівномірно розподілене: характеристичне – $q_n = 4 \text{ кН/м}^2$; розрахункове – $q_p = 5,6 \text{ кН/м}^2$ [11]. Згинальний момент у середині дощок настилу складає $M = 1 \cdot \frac{1,3}{4} = 0,32 \text{ кНм}$. За ширини дошки $b = 14\text{--}16 \text{ см}$ момент опору дорівнює $W = 4^2 \cdot \frac{14}{6} = 37 \text{ см}^3$. Перевірка міцності: зусилля, які виникають від всіх навантажень, $\sigma = \frac{M}{W} = 0,32 \cdot \frac{10^5}{37} = 8,65 \text{ МПа}$, розрахунковий опір дощок настилу з урахуванням загнивання (за результатами обстеження) складає $R_{bd} \approx 6,0\text{--}10 \text{ МПа}$. Таким чином, значна кількість дощок настилу не задовольняє умовам міцності.

Поперечний дерев'яний брус має переріз 50×140 мм. Навантаження на поперечний дерев'яний брус: власна вага настилу – $q_{\text{наст}} = 0,04 \cdot 1,3 \cdot 8 + 0,05 \cdot 0,1 \cdot 8 = 0,46 \text{ кН/м}$, розрахункове навантаження від пішоходів – $q_p = 5,6 \cdot 1,3 = 7,3 \text{ кН/м}$. Згинальний момент у середині поперечини – $M = (0,46 + 7,3) \cdot \frac{1,5^2}{8} = 2,2 \text{ кНм}$. Момент опору поперечного бруса (5×14 см) – $W = 5 \cdot \frac{14^2}{6} = 163 \text{ см}^3$. Перевірка міцності: зусилля, які виникають у поперечному брусі, – $\sigma = \frac{M}{W} = 2,2 \cdot \frac{10^5}{163} = 13,5 \text{ МПа}$, розрахунковий опір поперечного бруса з урахуванням загнивання та сколювання (за результатами обстеження) складає $R_{bd} \approx 10\text{--}12 \text{ МПа}$. Несна здатність більшості поперечних балок не задовольняє умовам міцності.

Визначення зусиль в основних елементах прогонової будови здійснено в програмному комплексі ПК «ЛІРА-САПР». Розрахункова схема наведена на рис. 2.

Розрахунок здійснено на характеристичне тимчасове навантаження від пішоходів ($q_n = 4 \text{ кН/м}^2$) та розрахункове навантаження ($q_p = 5,6 \text{ кН/м}^2$). Завантаження прогонової будови проведено за чотирма схемами: 1 схема – власна вага споруди; 2 схема – характеристичне тимчасове навантаження на всьому прогоні; 3 схема – розрахункове тимчасове навантаження на всьому прогоні; 4 схема – розрахункове тимчасове навантаження на чверті прогону; 5 схема – розрахункове тимчасове навантаження всередині прольоту.

Результати розрахунків за розглянутими схемами навантаження наведено на рис. 3.

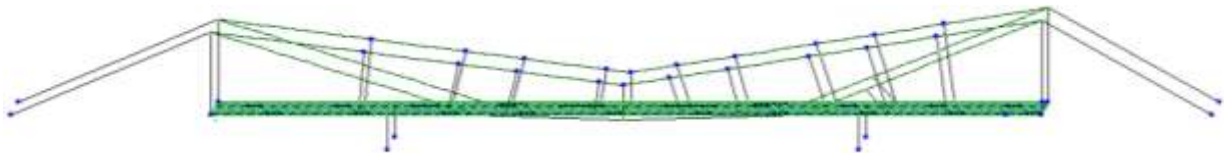


Рис. 2. Скінчено-елементна модель пішохідного підвісного мосту



Мінімальне зусилля -0,920339
Максимальне зусилля 0,613808

1 схема – від власної ваги споруди;



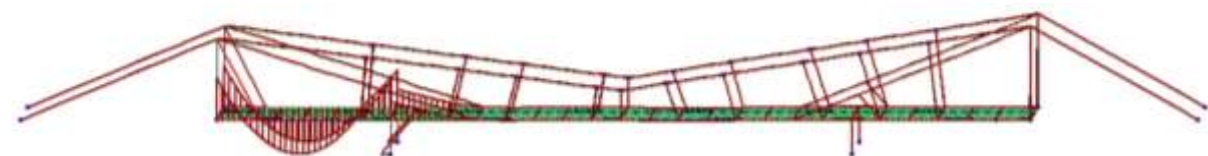
Мінімальне зусилля -4,92781
Максимальне зусилля 3,21066

2 схема – від характеристичного тимчасового навантаження 400 кг/м^2 на всьому прогоні;



Мінімальне зусилля -6,82524
Максимальне зусилля 4,49419

3 схема – від розрахункового тимчасового навантаження 560 кг/м^2 на всьому прогоні;



Мінімальне зусилля -6,05094
Максимальне зусилля 4,78453

4 схема – від розрахункового тимчасового навантаження 560 кг/м^2 на чверті прогону;



Мінімальне зусилля -4,80024
Максимальне зусилля 2,7599

5 схема – від розрахункового тимчасового навантаження 560 кг/м^2 в середині прольоту

Рис. 3. Згинальні моменти в балках прогонової будови скінчено-елементної моделі пішохідного підвісного мосту



Мінімальне зусилля -5,51616
Максимальне зусилля 2,33557

Рис. 4. Поздовжні сили N в елементах пішохідного мосту від розрахункового навантаження вздовж всього прогону

За результатами отримані максимальні зусилля в елементах прогонової будови: головна балка (швелер № 24) – згинальний момент – $M = 68,2 \text{ кНм}$. Момент опору швелера № 24 – $W = 242 \text{ см}^3$ (ГОСТ 8240-97). Перевірка міцності: $\sigma = \frac{M}{W} = 68,2 * \frac{10^5}{242} = 282 \text{ МПа}$. Напруження в головній балці прогонової будови перевищує розрахунковий опір сталі: $R = 230 \text{ МПа}$.

Тяж сталевий стрижень діаметром 20–24 мм. Максимальне зусилля в тяжі складає 53,3 кН. Площа поперечного перерізу – $A = 3,14 \text{ см}^2$. Максимальне напруження – $\sigma = \frac{N}{A} = 53,3 * \frac{10^3}{3,14} = 169,7 \text{ МПа}$. Міцність тяжа забезпечена. Але кріплення тяжів виконано не доброякісно, тобто зварні шви мають недостатню довжину (довжина шва становить 5 см), що не задовольняє умові кріплення тяжів до головної балки.

Трос діаметром 33 мм (ГОСТ 7668-80) має несну здатність не менш ніж $N_n = 588 \text{ кН}$. Максимальне зусилля, яке передається на один трос, дорівнює $N = 530 \text{ кН}$. Таким чином, без урахування корозії міцність троса забезпечена. Але з огляду на корозію тросів їх несна здатність зменшується відповідно до відсотка корозії, який складає 10–15 %. Таким чином, несна здатність троса дорівнює $N_p = 588 - 0,15 * 588 \approx 500 \text{ кН}$ і не задовольняє умові міцності.

Проміжні опори виконані з труб діаметром 102 мм (ГОСТ 8732-78). Максимальне зусилля – $N = 53 \text{ кН}$. Площа поперечного перерізу (товщина стінки – 3,5 мм) дорівнює $A = 10,83 \text{ см}^2$. Радіус інерції – $i = \sqrt{10,2^2 + 9,5^2} / 4 = 3,48 \text{ см}$. Гнучкість стояка – $\lambda = 310 / 3,48 = 89$. Коефіцієнт поздовжнього згинання – $\varphi \approx 0,65$. Перевірка міцності стояка – $\sigma = \frac{N}{\varphi A} = 53 * \frac{10^3}{0,65 * 10,83} = 75,3 \text{ МПа}$. Умова міцності дотримана. Але з огляду на з'єднання труби стояка з фундаментом, яке виконано з кутиків 75x5 мм, міцність зварного шва з'єднання цих елементів недостатня.

Висновки

Помилки на етапах проєктування, монтажу та експлуатації суттєво знижують несну здатність мосту, створюючи потенційну загрозу безпеці пішоходів. Основними чинниками, що впливають на зниження міцності конструкції, є корозія, пошкодження настилу, деформації опор та неякісні зварні з'єднання. Під час розрахунків було визначено, що окремі конструктивні елементи працюють на межі або за межами допустимих навантажень.

Обстеження виявило критичну необхідність ремонту або будівництва нової споруди, а подальша експлуатація мосту без усунення дефектів є небезпечною. На початковому етапі рекомендовано проведення комплексної реконструкції та впровадження систем моніторингу для забезпечення надійної експлуатації.

Література

1. Dan M. Frangopol, Sunyong Kim Bridge Safety, Maintenance and Management in a Life- Cycle Context. CRC Press, A Science Publishers Book, Boca Raton, London, New York, ISBN: 978-1-032-05281-6, 2022, 296 pages
2. Report on Techniques for Bridge Strengthening URL <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/pubs/hifl8041.pdf> (дата звернення: 05.05.2025).
3. Innovative Bridge Design Handbook (Construction, Rehabilitation and Maintenance). Editors: Alessio Pipinato. Butterworth-Heinemann. 2015. 878 p.
4. D5.3 Needs for maintenance and refurbishment of bridges in urban environments URL https://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/213995/local_213995.pdf (дата звернення: 03.05.2025).
5. Engineering for Structural Stability in Bridge Construction URL <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/pubs/nhi15044.pdf> (дата звернення: 03.05.2025).
6. Mohiuddin A. Khan Bridge and Highway Structure Rehabilitation and Repair 2010 The McGraw-Hill Companies, Inc. URL <https://www.accessengineeringlibrary.com/browse/bridge-and-highway-structure-rehabilitation-and-repair> (дата звернення: 25.04.2025).
7. Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques URL <https://trafikverket.diva->

- <portal.org/smash/get/diva2:1822530/FULLTEXT01.pdf> (дата звернення: 05.05.2025).
8. Sohn H., Farrar C., Hemez F., Shunk D., Stinemates D., Nadler B., Czarnecki J. A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001. Los Alamos National Laboratory Report, LA-13976-MS; 2003.
 9. Wiberg J. Bridge Monitoring to Allow for Reliable Dynamic FE Modelling. Stockholm (Sweden): Department of Civil and Architectural Engineering, Kungliga Tekniska Högskolan; 2006
 10. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проєктування. Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. 359 с.
 11. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. Київ: Мінергійбуд України, 2009. 71 с.

References

1. Dan, M. (2022). Frangopol, Sunyong Kim Bridge Safety, Maintenance and Management in a Life-Cycle Context / CRC Press, A Science Publishers Book, Boca Raton, London, New York, ISBN: 978-1-032-05281-6. 296 pages.
2. Report on Techniques for Bridge Strengthening URL <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/pubs/hif18041.pdf> (data zvernennia: 05.05.2025).
3. Innovative Bridge Design Handbook (Construction, Rehabilitation and Maintenance) /Editors: Alessio Pipinato. Butterworth-Heinemann. 2015. 878 p.
4. D5.3 Needs for maintenance and refurbishment of bridges in urban environments URL https://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/213995/local_213995.pdf (data zvernennia: 03.05.2025).
5. Engineering for Structural Stability in Bridge Construction URL <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/pubs/nhi15044.pdf> (data zvernennia: 03.05.2025).
6. Mohiuddin A. Khan Bridge and Highway Structure Rehabilitation and Repair 2010 The McGraw-Hill Companies, Inc. URL <https://www.accessengineeringlibrary.com/browse/bridge-and-highway-structure-rehabilitation-and-repair> (data zvernennia: 25.04.2025).
7. Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques URL <https://trafikverket.diva-por-tal.org/smash/get/diva2:1822530/FULLTEXT01.pdf> (data zvernennia: 05.05.2025).
8. Sohn, H., Farrar, C., Hemez, F., Shunk, D., Stinemates, D., Nadler, B., Czarnecki J. (2003). A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001. Los Alamos National Laboratory Report, LA-13976-MS.
9. Wiberg, J. (2006). Bridge Monitoring to Allow for Reliable Dynamic FE Modelling. Stockholm (Sweden): Department of Civil and Architectural Engineering, Kungliga Tekniska Högskolan.
10. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проєктування. Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. 359 с.
11. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. Київ: Мінергійбуд України, 2009. 71 с.

Бережна Катерина Вікторівна к. т. н., доцент, доцент каф. мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В. О. Російського, beregna@gmail.com;

Краснов Сергій Миколайович к. т. н., доцент каф. мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В. О. Російського, krasnov56@ukr.net

Харківський національний автомобільно-дорожній університет, вул. Ярослава Мудрого, 25, м. Харків, 61002, Україна.

The Impact of Design, Construction, and Operation Errors on the Load-Bearing Capacity of a Pedestrian Bridge

Abstract. Problem. Many scientific works are dedicated to the issues of the impact of bridge design, construction, and operation errors on their life cycle. Modern studies of bridge conditions and the influence of negative factors on their load-bearing capacity illuminate many issues, which determined the interest in assessing the impact of such factors on the load-bearing capacity of a pedestrian suspension bridge in the city of Kharkiv. **Goal.** Based on the results of inspections of the actual condition of the bridge and theoretical calculations, the study investigates the influence of operation quality, errors in design or construction, and other factors on load-bearing capacity. To determine how much a detail or defect that is minor in size but possibly significant in impact reduces the load-bearing capacity. **Results.** Stresses in the main beams of span structures, tie rods, cables, and support elements are close to but do not exceed the calculated strength of the materials from which they are made. However, taking into account corrosion, defects, and poor-quality connections between elements, strength conditions are not met. **Practical value.** Errors at the stages of design, installation, and operation significantly reduce the load-bearing capacity of the bridge, creating a potential threat to pedestrian safety. The main factors affecting the reduction of structural strength are corrosion, deck damage, support deformations, and poor-quality welded joints. Based on calculation results, it was established that individual structural elements operate at the limit or beyond permissible loads. The inspection revealed a critical need for repair or construction of a new structure.

Key words: pedestrian bridge, load-bearing capacity, design errors, structural defects, technical condition, LIRA-SAPR.

Berezhna Katerina¹ Ph.D., associate professor, associate professor of Department of Bridges, Constructions and Building Mechanics named after V.O. Rosiiskiyi, beregna@gmail.com, ORCID: <http://orcid.org/0000-0001-6857-5749>;

Krasnov Sergey¹ Ph.D., associate professor of Department of Bridges, Constructions and Building Mechanics named after V.O. Rosiiskiyi, krasnov56@ukr.net, ORCID: <http://orcid.org/0000-0002-2375-4273>

¹Kharkov National Automobile and Highway University, 25, Yaroslava Mudrogo str., Kharkiv, 61002, Ukraine.

