

РОЗРАХУНКОВА ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ГОЛОВНИХ ПРОГОНОВИХ БАЛОК МОСТУ ім. Є.О. ПАТОНА ЧЕРЕЗ р. ДНІПРО У м. КИЄВІ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ НЕРУЙНІВНОГО КОНТРОЛЮ

О.О. Махненко, О.В. Махненко

ІЕЗ ім. Є.О. Патона НАН України. 03150, м. Київ, вул. Казимира Малевича 11. E-mail: makhnenko@paton.kiev.ua

У статті розглянуто особливості конструкції і параметри навантаженості головних поздовжніх балок мосту ім. Є.О. Патона через р. Дніпро. Вказано, що за результатами обстежень зварні з'єднання знаходяться в задовільному стані, недопустимих дефектів та тріщин втомі в них не виявлено, але в результаті протікання води в конструкції балок утворилися досить значні локальні корозійні пошкодження. На основі побудованої скінченно-елементної моделі головної прогонової балки проведено розрахункову оцінку її навантаженості та зміни несучої здатності при наявності локальних корозійних дефектів в зоні з'єднання стінки та нижньої полиці. Результати чисельного моделювання показали, що наявність цих дефектів не викликає суттєвого підвищення напружень в прогоновій балці. Аналіз несучої здатності показав, що хоча зварна конструкція головних прогонових балок мосту має досить значний коефіцієнт запасу статичної міцності від дії нормативного розподіленого навантаження, наявність локальних корозійних дефектів несучильності матеріалу достатньо великого розміру суттєво знижує опір втомі зварних з'єднань з виявленими дефектами, що є небезпечним з точки зору надійності прогонової споруди і тому потребує негайного проведення ремонтних робіт. Бібліогр. 5, табл. 1, рис. 11.

Ключові слова: мостова зварна конструкція, головна прогонова балка, несуча здатність, корозійний дефект, нормативне навантаження, напружений стан, чисельні методи

Київський міський міст ім. Є.О. Патона через р. Дніпро, побудований і прийнятий в експлуатацію в 1953 р., є унікальною інженерною спорудою [1]. Під час його будівництва були використані передові на той час зварювальні технології, зокрема технології механізованого зварювання під шаром флюсу. Міст складається з 24-х прогонових споруд довжиною у заправній частині 58 м, а у судноплавній – 87 м, та має загальну довжину 1543 м. У поперечному перерізі кожна споруда мосту має чотири головні поздовжні двотаврові балки. Балка складається з вертикальної стінки, висотою 3600 мм і товщиною 14 мм і поясів різної товщини від 30 до 80 мм при ширині до 1000 мм (рис. 1, а). Стійкість стінки балки додатково забезпечується поздовжніми та вертикальними ребрами. У 6-ти-прогонових спорудах у судноплавній частині мосту висота стінки над проміжними опорами збільшена до 6200 мм за рахунок пристрою вутів (рис. 1, б). Балки виконані з вуглецевої сталі М16С, що за своїм характеристиками відповідає сталі ВСтЗсп.

При проведенні в 2020 р. обстеження головних поздовжніх балок мосту було визначено [2], що зварні з'єднання головних балок знаходяться в задовільному стані, в процесі тривалої експлуатації недопустимі дефекти та тріщини втомі в них не утворилися. Але в результаті протікання води від дощів та танення снігу в конструкції балок утво-

рилися досить значні локальні корозійні пошкодження, особливо в нижніх поясах, нижніх горизонтальних ребрах та в нижній частині стінок, що обумовлено також накопиченням в цих місцях сміття, яке затримує вологу. В деяких фермах головних балок виявлені корозійні наскрізні ушкодження (рис. 2).

З метою проведення розрахункової оцінки навантаженості, а також зміни несучої здатності прогонової балки мосту при наявності локальних корозійних дефектів побудовані геометрична та скінченно-елементна моделі головної 6-ти-прогонової балки згідно з конструкторською документацією. Модель довжиною 43,5 м складається з одного прогону, від середини вута до середини прогонної частини, з умовою симетрії на обох кінцях (рис. 3). На опорній площі вута призначені граничні умови за переміщеннями, вертикальна компонента яких дорівнює нулю, що відповідає умовам спирання прогонової балки на опорах мосту.

Несучі конструкції мостів розраховуються на дію постійних навантажень і несприятливих комбінацій тимчасових навантажень, зазначених у розділі 2 ДБН В.1.2-15 [3]. Розрахунки виконуються за граничними станами відповідно до вимог 4.3 ДБН В. 2.3-22:2009 [4]. Згідно з пунктом 8.3.1 [4] навантаження від автотранспортних засобів на кожну смугу приймається у вигляді рівномірно розподіле-

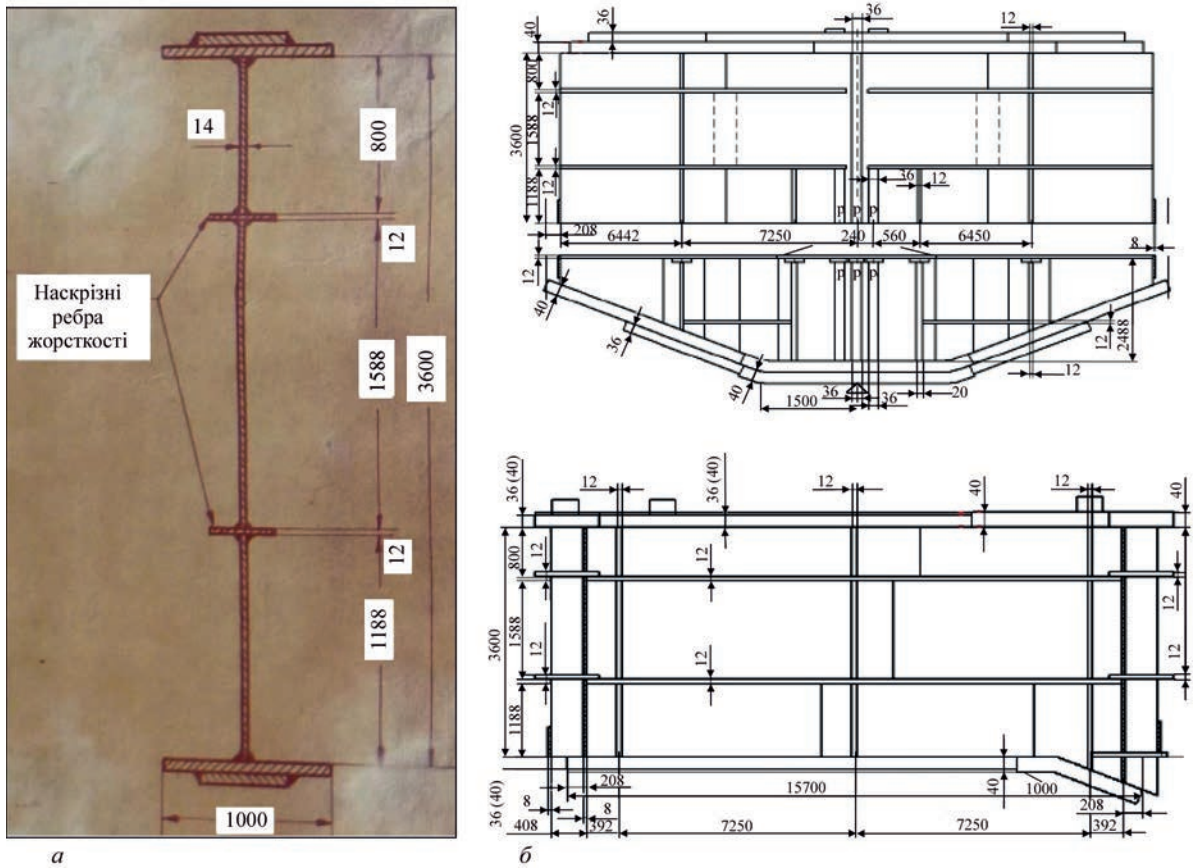


Рис. 1 Поперечний переріз головної поздовжньої балки двотаврової перетину (а) і креслення фрагментів головної поздовжньої двотаврової балки (б)

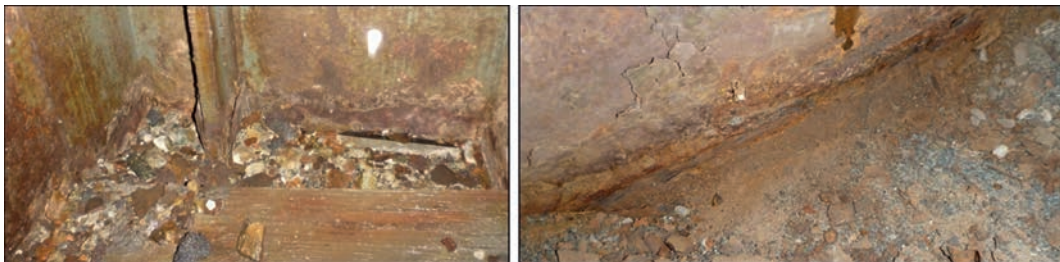


Рис. 2. Виразкова корозія нижньої полиці та стінки у прогоновій споруді

ного навантаження з інтенсивністю $v = 0,98 \cdot K$ кН/м ($0,1 \cdot K$ тс/м), де K – клас навантаження, що приймається згідно з 8.3.2 [3]. На автомобільних дорогах I, II і III категорій, на міських автомагістралях і магістральних вулицях загальноміського значення, а також на мостах завдовжки понад 200 м на дорогах IV і V категорій $K = 15$. Міст ім. Є.О. Патона має 6 смуг для проїзду автотранспортних засобів, тому інтенсивність рівномірно розподіленого наванта-

ження на міст складає $v = 0,98 \cdot 15 \cdot 6 = 88,2$ кН/м. З урахуванням того, що у поперечному перерізі мосту мають місце чотири головні поздовжні балки, в розробленій моделі 6-и-прогонової балки до верхнього поясу шириною 1 м прикладено розподілене навантаження величиною $P = 88,2$ кН/м / $(4 \cdot 1 \text{ м}) = 22,05$ кН/м² = 0,022 МПа. Також в моделі враховується сила ваги конструкції прогонової балки як постійне навантаження.

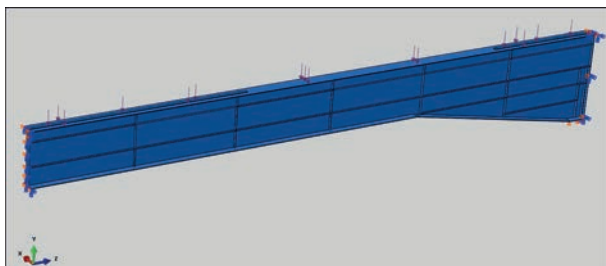


Рис. 3. Тривимірна модель головної 6-и-прогонової балки

Для визначення впливу типових корозійних пошкоджень балки в зоні зварного з'єднання нижнього поясу та стінки в скінченно-елементну модель були введені наскрізнi несучильності металу довжиною 500 мм в різних місцях по довжині нижнього поясу (рис. 4) і стінки (рис. 5).

Результати чисельного визначення НДС 6-ти-прогонової балки показали, що в результаті дії розподіленої сили (0,022 МПа), прикладеної до

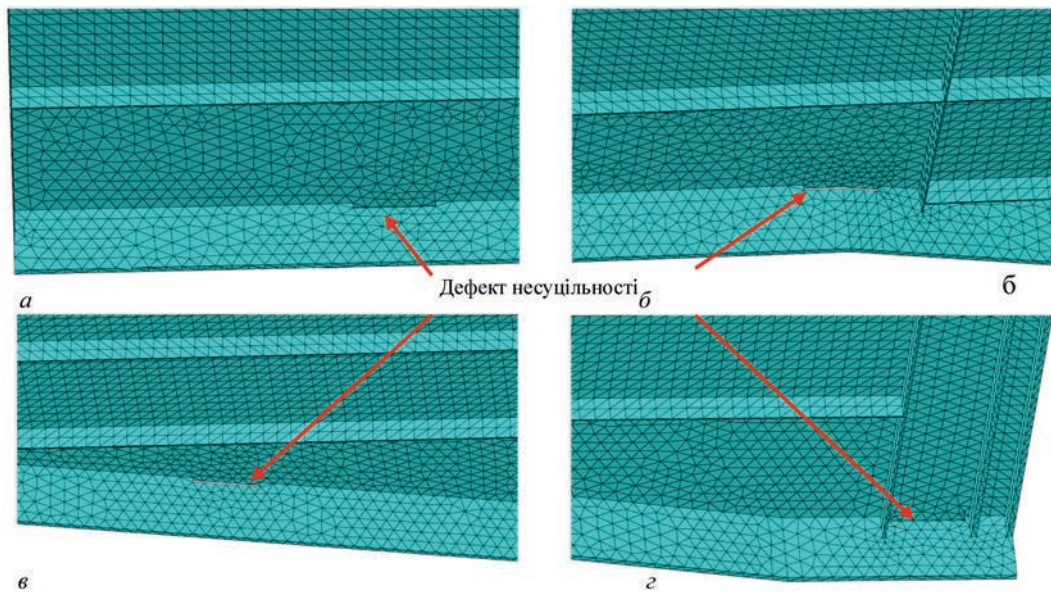


Рис. 4. Дефекти несучцільності в полиці (локальний корозійний дефект довжиною 500 мм та глибиною 40 мм) в зоні з'єднання стінки з нижньою полицею головної 6-и-прогонової балки: в центральній частині прогону (а); в місці переходу балки постійної висоти у вут (наскрізь) (б); у похилій частині вута (наскрізь) (в); в центральній частині вута (г)

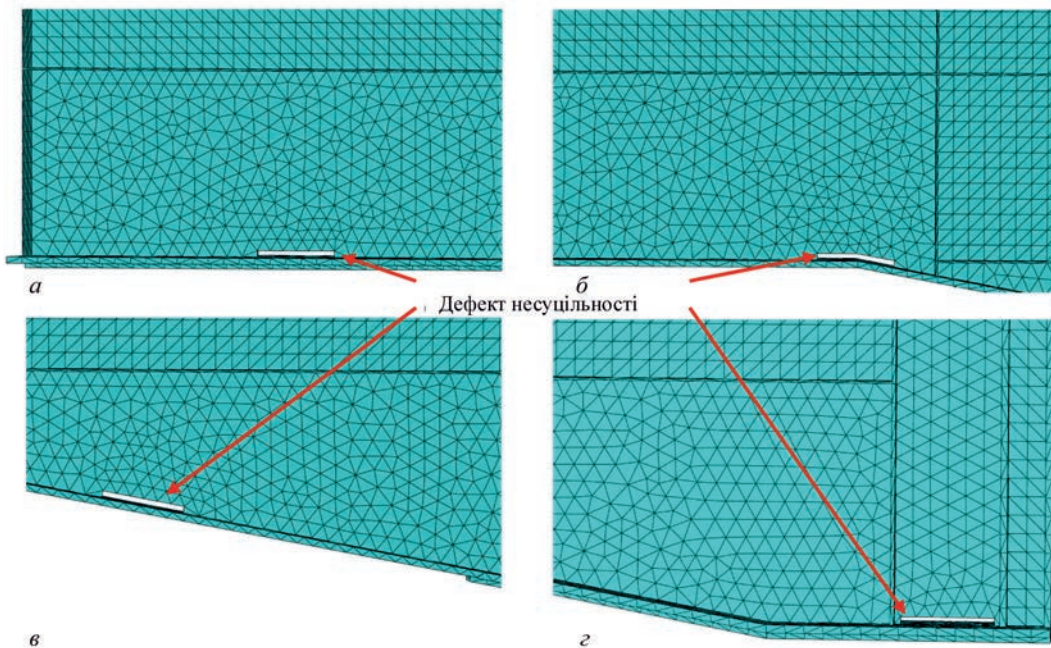


Рис. 5. Дефекти несучцільності в стінці наскрізь (локальний корозійний дефект довжиною 500 мм та глибиною 14 мм) в зоні з'єднання стінки з нижньою полкою головної 6-и-прогонової балки: в центральній частині прогону (а); в місці переходу балки постійної висоти у вут (б); у похилій частині вута (в); в центральній частині вута (г)

верхньої полиці, превалюючою є повздовжня компонента напружень. Максимум повздовжніх напружень, розташований у верхньому поясі над вутом, не перевищує 65 МПа, а в зоні нижньої полиці в центральній частині прогону досягає 47 МПа (рис. 6). Наявність локального корозійного дефекту в цій зоні не викликає суттєвого підвищення повздовжніх напружень (максимум до 50 МПа) (рис. 7).

Аналогічні результати впливу корозійних дефектів представлені і для інших характерних зон по довжині 6-и-прогонової балки, а саме в місці розташування вута і спирання балки, де в зоні

нижнього поясу повздовжні напруження розтягу переходять у напруження стиску (рис. 8–10). В зоні переходу балки постійної висоти у вут (рис. 8) рівень максимальних повздовжніх напружень в бездефектній балці в зоні нижнього поясу не перевищує 50 МПа, наявність розглянутих дефектів несучцільності викликає підвищення стискаючих напружень в стінці до 65 МПа (рис. 8, а), а в полиці зоні переходу балки постійної висоти у вут повздовжні стискаючі напруження знижуються і стають розтягуючими на рівні 20...37 МПа (рис. 8, б).

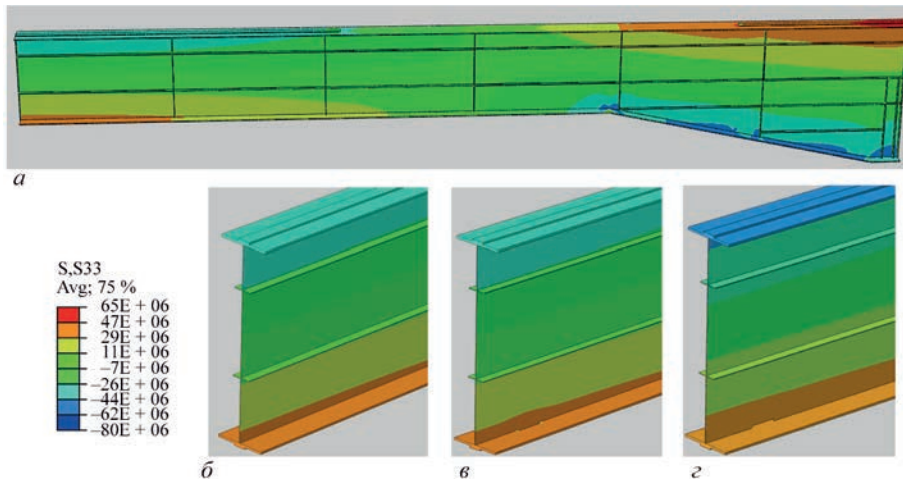


Рис. 6. Розподіл повздовжніх напружень по прогону від розподіленої сили ($P = 0,022$ МПа), прикладеної до верхньої полиці: по всій балці (а); в центральній частині без дефекту (до 34 МПа) (б); з дефектом в полиці (до 37 МПа) (в); з дефектом в стінці (до 35 МПа) (г)

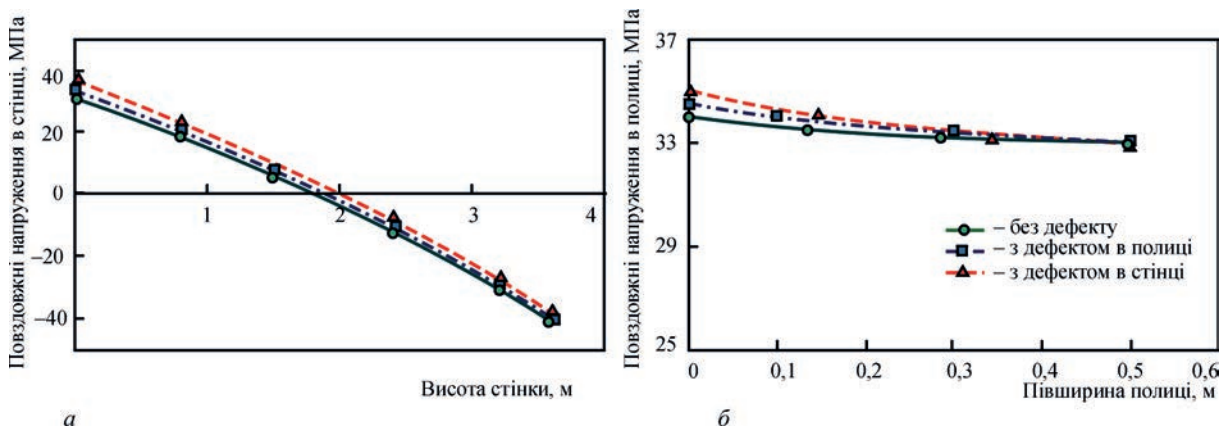


Рис. 7. Розподіл повздовжніх напружень в центральній частині прогону від розподіленої сили ($P = 0,022$ МПа), прикладеної до верхньої полиці, у бездефектній балці та балці з локальним наскрізним корозійним дефектом довжиною 500 мм в нижній полиці і стінці: по висоті стінки балки (а); по ширині нижньої полиці (б)

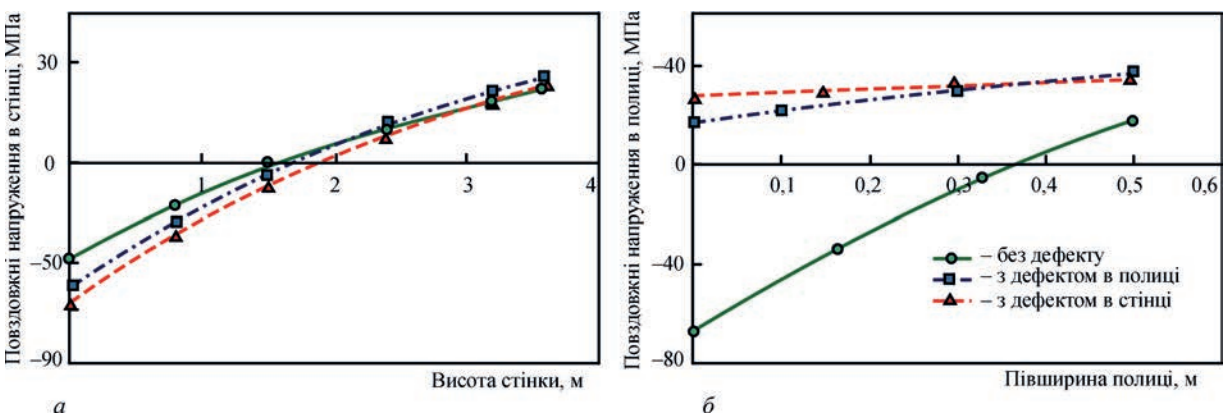


Рис. 8. Розподіл повздовжніх напружень в зоні переходу балки постійної висоти у вут від розподіленої сили ($P = 0,022$ МПа), прикладеної до верхньої полиці, у бездефектній балці та балці з локальним наскрізним корозійним дефектом довжиною 500 мм в нижній полиці і стінці: по висоті стінки балки (а); по ширині нижньої полиці (б)

Вертикальна компонента напружень значно нижче за рівнем, чим повздовжня компонента, і не перевищує в більшій частині 5 МПа, а локально в зоні переходу у вут та в зоні спірання вертикальні стискаючі напруження досягають 20 МПа.

У похилій частині вута (рис. 9) і в центральній частині вута (рис. 10) в бездефектній балці в зоні нижнього поясу повздовжні стискаючі напружен-

ня не перевищують 50 МПа. Наявність розглянутих дефектів несучільності може викликати незначне підвищення напружень в стінці і полиці до 55 МПа.

Таким чином, зварна конструкція головних прогонів балок мосту ім. Є.О. Патона має досить значний коефіцієнт запасу статичної міцності (не нижче 3) у випадку дії нормативного розподіленого навантаження, прикладеного до верхньої

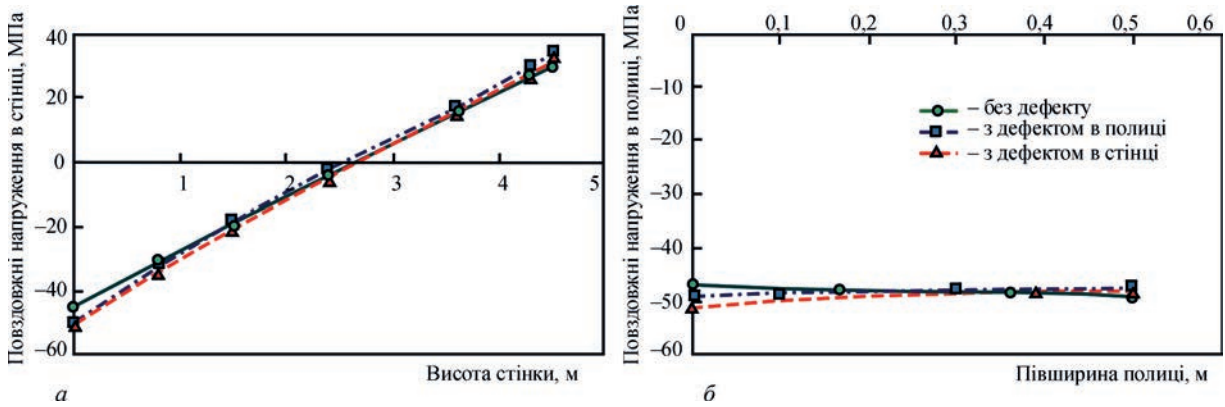


Рис. 9. Розподіл повздовжніх напружень у похилій частині вута від розподіленої сили ($P = 0,022$ МПа), прикладеної до верхньої полиці, у бездефектній балці та балці з локальним наскрізним корозійним дефектом довжиною 500 мм в нижній полиці і стінці: по висоті стінки балки (а); по ширині нижньої полиці (б)

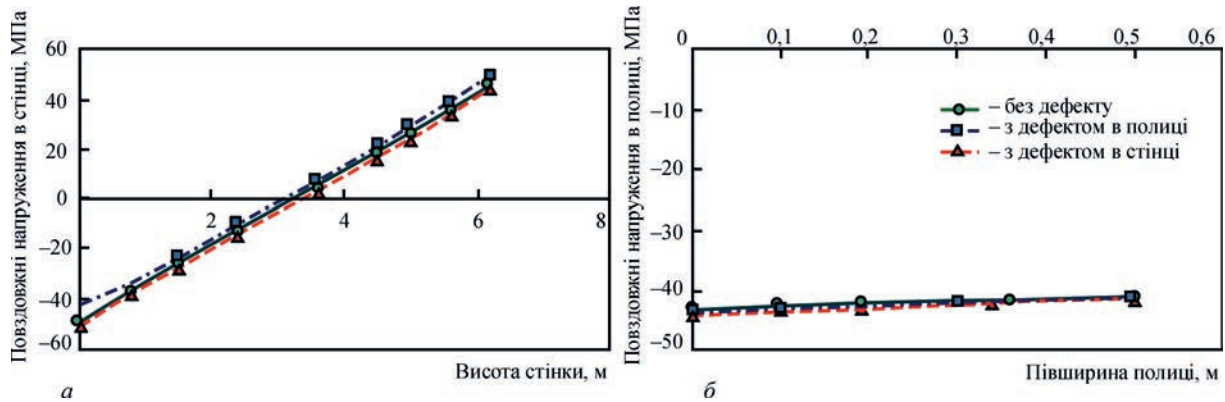


Рис. 10. Розподіли повздовжніх напружень у центральній частині вута від розподіленої сили ($P = 0,022$ МПа), прикладеної до верхньої полиці, у бездефектній балці та балці з локальним корозійним дефектом довжиною 500 мм в нижній полиці і стінці: по висоті стінки балки (а); по ширині нижньої полиці (б)

полиці двотаврової балки. Наявність локальних корозійних дефектів несутільності матеріалу достатньо великого розміру в зоні з'єднання стінки і нижньої полки (довжиною 500 мм та наскрізні) викликає незначну зміну напруженого стану.

Міцність мостових конструкцій треба розглядати під дією циклічних навантажень в процесі тривалої експлуатації. Згідно з рекомендаціями Міжнародного інституту зварювання стосовно оцінки опору втомі зварних конструкцій [5], повздовжнє суцільне зварне з'єднання нижнього поясу балки до стінки з К-образною розділкою, виконане автоматичним зварюванням без зупинок, з проведенням неруйнівного контролю може бути віднесено до класу FAT = 125 МПа (№ 321 у таблиці), де FAT – мінімальний розмах номінальних напружень. Тобто для забезпечення опору втомі проти утворення макротріщини на базі $2 \cdot 10^6$ циклів максимально допустимий розмах повздовжніх напружень в полиці не повинен перевищувати 125 МПа. У випадку утворення в зварному з'єднанні полиці та стінки наскрізних корозійних дефектів таке зварне з'єднання можливо розглядати як переривчасте (№ 324 у таблиці), для якого допустимий розмах повздовжніх напружень

Таблиця Класифікація типових елементів зварних з'єднань на основі граничного розмаху нормальних напружень [5]

№	Ескіз деталі	Опис	FAT, МПа		
			Сталь	Алюміній	
321		Повздовжні суцільні шви з К-подібним обробленням, автоматичне зварювання. Без зупинок, NDT (напруження в полиці)	125	50	
324		Повздовжні переривчасті кутові шви (нормальні напруження в полиці та зрізуючі напруження в шві у кінцях з'єднання)	$\tau/\sigma = 0$	80	32
			0...0,2	71	28
			0,2...0,3	63	25
			0,3...0,4	56	22
			0,4...0,5	50	20
			0,5...0,6	45	18
			0,6...0,7	40	16
> 0,7	36	14			

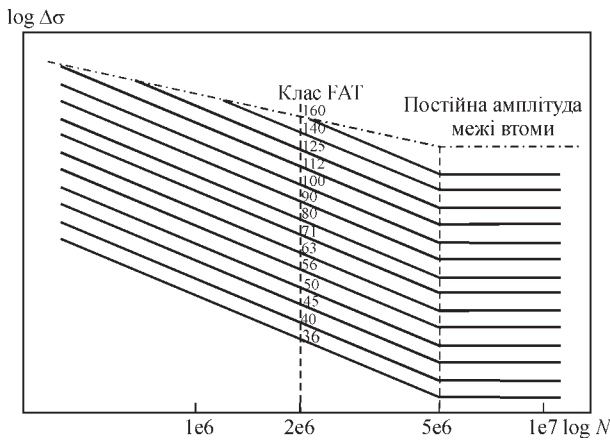


Рис. 11. Криві $\sigma-N$ опору втомі для різних класів зварних з'єднань (сталь) для нормальних напружень [5]

знижується до 80 МПа і нижче при наявності перерізуючих напружень.

Враховуючи досить тривалі строки експлуатації мостових конструкцій доцільним є забезпечення умови, щоби діючі розмахи напружень в зварних з'єднаннях були нижче межі витривалості σ_{-1} , тоді конструкція може експлуатуватись необмежено довго. Згідно з кривими $\sigma-N$ (рис. 11) опору втомі для різних класів зварних з'єднань для нормальних напружень [5] межа витривалості σ_{-1} для розглянутих зварних з'єднань складає:

- без дефектів (№321, FAT = 125 МПа) $\sigma_{-1} = 92$ МПа;
- при наявності дефектів (№324, FAT \leq 80 МПа) $\sigma_{-1} \leq 57$ МПа.

Таким чином, в бездефектній балці максимальні розмахи діючих повздовжніх напружень (до 50...65 МПа) значно нижчі за межі витривалості зварного з'єднання полиці та стінки. При наявності корозійних дефектів межа витривалості зварного з'єднання полиці та стінки прогонової балки стає вже на рівні або навіть нижче діючих розмахів повздовжніх напружень від нормативного навантаження.

Висновки

CALCULATED ESTIMATION OF LOAD-CARRYING CAPACITY OF THE MAIN SPAN BEAMS OF THE E.O.PATON BRIDGE ACROSS THE DNIPRO IN KYIV BY NONDESTRUCTIVE TESTING RESULTS

O.O. Makhnenko, O.V. Makhnenko

E.O. Paton Electric Welding Institute of NASU. 11 Kazymyr Malevych Str., 03150, Kyiv, Ukraine. E-mail: makhnenko@paton.kiev.ua

The paper deals with of the features of the design and loading parameters of the main longitudinal beams of the E.O. Paton Bridge across the Dnipro. It is shown that by the results of examinations, the welded joints are in a satisfactory condition, no inadmissible defects or fatigue cracks were detected in them, but rather considerable local corrosion damage appeared as a result of water flowing through the beam structures. The constructed finite element model of the main span beam was used to perform a calculated estimate of its loading and of the change of load-carrying capacity in the presence of local corrosion defects in the zone of the web and lower flange joint. Results of numerical modeling showed that the presence of these defects does not cause any significant increase of stresses in the span beam. Analysis of load-carrying capacity showed that although the welded structure of the main span beams of the bridge has a rather high static strength margin under the action of normative distributed loading, presence of local corrosion defects of material discontinuity of rather large size considerably lowers the fatigue resistance of welded joints with detected defects that is dangerous in terms of span structure reliability and, therefore, requires immediate performance of repair operations. 5 Ref., 12 Fig.

Keywords: bridge welded structure, main span beam, load-carrying capacity, corrosion defect, normative load, stressed state, numerical methods

Хоча зварна конструкція головних прогонових балок мосту ім. Є.О. Патона має досить значний коефіцієнт запасу статичної міцності від дії нормативного розподіленого навантаження, прикладеного до верхньої полиці двотаврової балки, але наявність локальних корозійних дефектів несучільності матеріалу достатньо великого розміру в зоні з'єднання стінки та нижньої полиці суттєво знижує опір втомі зварних з'єднань з виявленими дефектами, що є небезпечним з точки зору надійності прогонової споруди і тому потребує негайного проведення ремонтних робіт.

Список літератури

1. Лобанов Л.М., Кир'ян В.И. (2013) Шестьдесят лет цельносварному мосту им. Е.О. Патона. *Автоматическая сварка*, **12**, 33–40.
2. Позняков В.Д., Дядін В.П., Давидов Э.О., Дмитрієнко Р.І. (2021) Оцінка пошкодженості суцільнозварних повздовжніх головних балок мосту ім. Є.О. Патона через р. Дніпро. *Автоматичне зварювання*, **7**, 33–41. DOI: <https://doi.org/10.37434/as2021.07.06>
3. (2009) ДБН В.2.3-22:201X. *Мости та труби. Основні вимоги проектування*. Київ, Міністерство регіонального розвитку будівництва та житлово-комунального господарства України.
4. (2009) ДБН В.1.2-15:2009 *Мости та труби. Навантаження і впливи*. Київ, Мінрегіонбуд України.
5. (1996) *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components*. IIW Doc. XIII-1539-96/XV-845-96.

References

1. Lobanov, L.M., Kyrian, V.I. (2013) The E.O.Paton all-welded bridge is sixty years old. *The Paton Welding J.*, **12**, 33–38.
2. Poznyakov, V.D., Dyadin, V.P., Davydov, Ye.O., Dmytrienko, R.I. (2021) Evaluation of damage of all-welded longitudinal main beams of the E.O. Paton bridge across the Dnipro river. *Ibid.*, **7**, 33–41.
3. (2009) DBN V. 2.3-22:201Kh: *Bridges and pipes. Basic design requirements*. Kyiv, Ministry of Regional Development of Construction, Housing and Communal Services of Ukraine [in Ukrainian].
4. (2009) DBN V.1.2-15:2009: *Bridges and pipes. Loading and effects*. Kyiv, Minregionbud Ukrainy [in Ukrainian].
5. (1996) *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components*. IIW Doc. XIII-1539-96/XV-845-96.

Надійшла до редакції 11.10.2021