

Комплексна методика оцінювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних мостів при дії змінних температур навколишнього середовища

В. В. Ковальчук, А. М. Онищенко, О. В. Федоренко, М. М. Габрель, Б. З. Парнета, О. М. Возняк, Р. В. Маркуль, М. Б. Парнета, Р. Т. Рибак

Проведено натурні експериментальні вимірювання розподілу температури на поверхнях сталезалізобетонних балок мостів при дії додатних та від'ємних температур навколишнього середовища. Встановлено, що температура розподіляється нерівномірно у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки моста.

Встановлено, що вищі значення температури має металева балка. Максимальна зафіксована різниця температур між металевою балкою та залізобетонною плитою при додатних температурах навколишнього середовища склала $+9,0\text{ }^{\circ}\text{C}$, а мінімальна різниця температур склала $-2,1\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Удосконалено математичні моделі розрахунку температурного поля та термонапруженого стану сталезалізобетонних балок мостів при дії змінних кліматичних температурних перепадів навколишнього середовища із врахуванням нерівномірного розподілу температури сталезалізобетонною балкою моста. Встановлено, що у якості розрахункових схем визначення термпруженого стану сталезалізобетонних мостів можна розглядати одновимірну задачу, або застосовувати тривимірні розрахункові схеми задачі.

Проведено визначення температурного поля та напруженого стану сталезалізобетонних балок мостів. Встановлено, що максимальні напруження виникають у місці об'єднання металевої балки із залізобетонною плитою. Величина цих напружень складає $73,4\text{ МПа}$ при додатних температурах і $69,3\text{ МПа}$ при від'ємних температурах навколишнього середовища.

Величина напружень становить до 35 % від допустимих значень напружень. Загальний напружено-деформований стан сталезалізобетонних балок моста слід оцінювати при сумісній дії температурних кліматичних впливів і навантажень від рухомих одиниць транспортних засобів.

Ключові слова: автодорожний міст, сталезалізобетонна балка, температурні поля, температурні напруження, температура навколишнього середовища.

1. Вступ

Сталезалізобетонні мости є важливою складовою транспортної інфраструктури автомобільних доріг. Такі мости використовуються для перекриття великих прольотів, що робить їх невід'ємною складовою транспортної інфраструктури [1]. Внаслідок значних температурних перепадів навколишнього середовища у балках сталезалізобетонних мостів розвиваються пошкодження, які при-

зводять до зниження їх несучої здатності. Результати натурних обстежень сталезалізобетонних мостів на залізничній колії та автомобільних дорогах, які наведено у працях [2, 3], показали, що найбільша кількість пошкоджень балок виникає у зоні жорсткого з'єднання металевої балки із залізобетонною плитою. Виникають пошкодження у вигляді розвитку повздовжніх та поперечних тріщин, відколювання бетону, порушення цілісності з'єднання тощо.

Проблема визначення впливу кліматичних температурних перепадів на напружено-деформований стан сталезалізобетонних мостів має комплексну складову. По-перше, для визначення дійсного напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок потрібно зафіксувати максимальні та мінімальні значення температур на поверхнях балок моста, далі визначити розподіл температурного поля по складній геометричній поверхні балки. І тільки тоді можна провести оцінку напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок мостів зумовлених температурними кліматичними впливами.

Слід зазначити, що чітких рекомендацій із оцінки впливу кліматичних температурних перепадів навколишнього середовища на напружено-деформований стан мостових конструкцій немає [4, 5]. Проте у роботі [6] зазначено, що в умовах експлуатації мостів значення температур постійно коливаються, що спричиняє зміну напруженого стану мостових конструкцій, а відповідно і зниження несучої здатності.

Тому удосконалення розвитку теорії та практики розрахунків температурних напружень та деформацій сталезалізобетонних балок мостів дасть можливість застосовувати матеріали для конструктивних рішень, які відповідатимуть реальним умовам їх подальшої роботи. А розробка комплексної методики визначення напружено-деформованого стану сталезалізобетонних мостів при дії змінних кліматичних температурних перепадів навколишнього середовища, є актуальною. Проведення таких досліджень дасть змогу, у майбутньому, разом із дією статичних та динамічних навантажень від транспортних засобів проводити достовірну оцінку несучої здатності сталезалізобетонних мостів.

2. Аналіз літературних даних та постановка проблеми

При проектуванні мостових конструкцій постійними впливами є температурні кліматичні впливи.

У роботі [7] авторами запропонована модель Калгарі з метою врахування розподілу температури у вертикальному напрямі попередньо напружених залізобетонних балок моста. У даній моделі враховується нерівномірний розподіл температури у залежності від форми стінок та полиць балки. Проте у моделі не враховуються різні конструкційні матеріали, а прийнято тільки один матеріал бетон, що не відповідає сталезалізобетонним мостам.

У роботах [8, 9] встановлено, що коливання добових та сезонних перепадів температури навколишнього середовища впливає на напружений стан попередньо напружених бетонних мостів. Такі перепади спричиняють виникнення напружень та деформацій балок моста. Зменшення температурного градієнту на $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ призводить до зниження початкового рівня напружень від 3 % до 7 %, а

деформацій – з 26 % до 40 %. Проте у роботі не проведено оцінку термонапруженого стану сталезалізобетонних балок моста.

У роботах [10, 11] запропоновано спрощену схему розподілу температури у вертикальному напрямку залізобетонних балок мостів. Також наведено характерні значення максимальних та мінімальних температур, які виникають на поверхнях балок внаслідок дії рівномірних теплових потоків. Однак у даних роботах не вирішено задачу термонапруженого стану залізобетонних балок, а тільки температурну.

Згідно норм [12], кліматичні температурні впливи необхідно враховувати при оцінці напруженого стану мостових конструкцій при розрахунку за другою групою граничних станів. Зазначено, що вплив сонячної радіації необхідно враховувати шляхом підвищення середньої температури металеві балки на 10 °C освітленої сонцем сторони.

У роботі [13] наведено результати досліджень, протягом п'яти років, так званої «ефективної температури» моста, яка впливає на поздовжнє переміщення настилу моста. Вимірювання деформацій моста і температури виконувалось безперервно протягом доби і у різні періоди року. У результаті встановлено, що температурні деформації настилу моста не є лінійними, а мають складний характер, який залежить від коливань температури навколишнього середовища. Тому, при проектуванні мостів, рекомендується задавати нелінійний розподіл температури у поперечному та повздовжньому напрямках балок моста. Однак у роботі не проведено оцінку рівня температурних напружень у мостах.

При дослідженні температурного градієнту у коробчастих балок моста встановлено [14], що температура між верхньою та нижньою частиною коробчастої балки розподіляється не рівномірно. Різниця температур може досягати значень вищих за 40°C. Максимальна різниця температур, а також максимальна температура виникає близько восьмої години вечора у сонячний день. Однак у роботі не проведено оцінку рівня температурних напружень коробчастих балок моста.

У роботах [15, 16] проаналізовано вплив температури на динамічну поведінку мостів, а також розроблено модель для встановлення ступеня пошкодження мостових конструкцій внаслідок температурних впливів. Встановлено, що горизонтальні переміщення моста збільшуються із підвищенням температури навколишнього середовища. Проте досліджень температурних деформацій та напружень від кліматичних температурних перепадів у роботах [15, 16] не проведено.

Європейським комітетом по бетону була створена спеціальна група з досліджень термічних ефектів у бетонних мостах – «Thermal Effects» [17].

У роботі [18] зазначено, що термонапружений стан сталезалізобетонного моста визначається геометрією прогонових будов моста та орієнтацією його в просторі відносно сторін горизонту. Встановлено, що коливання температури навколишнього середовища призводить до поперечних та повздовжніх переміщень сталезалізобетонних балок моста, які при перевищенні допустимих значень можуть призвести до утворення дефектів залізобетонної плити та металеві балки.

У роботі [19] наведено результати оцінки температурного поля та термонапруженого стану металевих гофрованих конструкцій малих мостів. Встанов-

лено, що вплив температури навколишнього середовища на напружений стан металевих конструкцій є значним. Напруження можуть досягати до 40 % від допустимих значень. Зазначено, що рівень температурних напружень є значним і при поєднанні із напруженнями від дії транспортних засобів може призвести до передчасного виходу металевих конструкцій із експлуатації.

У роботі [20] проведено оцінку напружено-деформованого стану залізобетонної труби, підсиленої металевою гофрованою конструкцією від дії кліматичних температурних впливів. Встановлено, що максимальні температурні напруження виникають у зоні контакту металевої конструкції із залізобетонною трубою. Зазначено, що такі напруження необхідно враховувати при проектуванні подібних споруд.

Отже, температурні напруження у мостових конструкціях залежать від багатьох чинників: розташування моста відносно сторін горизонту, масивності конструкції, умов будівництва та особливостей кліматичних умов місцевості. Тому для кожного моста потрібно індивідуально розробляти заходи із зменшення ризиків появи критичних температурних напружень та деформацій.

Із проведеного аналізу науково-дослідних робіт випливає, що у жодній із цих робіт не вирішено проблему визначення термонапруженого стану сталезалізобетонних мостових балок, які мають різні конструкційні матеріали. Це є актуальним для сталезалізобетонних мостів, балки яких складаються із залізобетонної плити жорстко з'єднаної із металевою балкою. Крім цього, не наведено методик оцінки температурного поля сталезалізобетонних балок на границі розділу двох різних за фізико-механічними параметрами конструкційних матеріалів, металу та залізобетону. Це важливо, оскільки від рівня температурного поля і буде залежати рівень температурних напружень та деформацій сталезалізобетонних мостів, які можуть призводити до появи тріщин та корозії балок мостів.

Комплексна методика оцінки напружено-деформованого стану мостів при дії змінних кліматичних впливів дасть змогу встановити рівень температурних напружень і деформацій та їх вплив на загальний термонапружений стан сталезалізобетонних мостів, який треба враховувати при їх проектуванні.

3. Мета і завдання дослідження

Метою роботи є розробка комплексної методики визначення температурних напружень та деформацій сталезалізобетонних балок мостів при дії змінних кліматичних температурних перепадів навколишнього середовища.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені наступні завдання:

- провести експериментальні вимірювання розподілу температури у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки моста при дії змінних температур навколишнього середовища;
- удосконалити аналітичну математичну модель оцінювання температурного поля та температурних напружень і деформацій сталезалізобетонних балок моста при дії кліматичних температур навколишнього середовища;
- визначити температурні напруження та деформації сталезалізобетонних балок мостів чисельним методом.

4. Матеріали та методи дослідження термонапруженого стану сталезалізобетонних мостів

Для визначення крайових умов задачі теплопровідності необхідно мати дані експериментальних досліджень розподілу температури на їх поверхнях. Експериментальні вимірювання розподілу температури на поверхнях сталезалізобетонної балки моста проводили за допомогою пірометра НТ-822 (Тайвань). Об'єктом досліджень був міст, розташований на км 9+442 а/д Т-09-10 Бурштин–Калуш, Івано-Франківської області (Україна). Фасад мосту наведено на рис. 1.



Рис. 1. Фасад досліджуваного моста (Україна)

Міст розташований на прямій у плані ділянці автомобільної дороги. Проектна довжина моста 240,95 м. Чотири прогони моста довжиною по 33 м виконано сталезалізобетонними, решта прогонів залізобетонні. У поперечному перерізі моста розташовано по чотири сталеві двотаврові балки довжиною 33 м, повною висотою 1,832 м та висотою ребра 1,8 м, об'єднаних монолітною залізобетонною плитою проїзної частини з товщиною 0,2 м (у прогоні плити), а також поперечними та вітровими сталевими в'язями.

Процес проведення вимірювань температури на балках прогонових будов мостів та схема точок для вимірювання температури наведені на рис. 2.

Вимірювання розподілу температури у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки моста проведено у п'яти точках. Перша точка вимірювань знаходиться на нижній полиці металевої балки, друга та третя точки – на стінці металевої балки, четверта точка – верхня полицка металевої балки та п'ята точка – залізобетонна плита.

Обробку експериментальних даних розподілу температури у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки проведено із використанням програмного забезпечення IRSoft.

Для чисельного моделювання розподілу температурного поля та оцінки температурних напружень та деформацій сталезалізобетонної балки моста використано скінчено-елементне програмне забезпечення Femap 9.3 NX Nastran.



Рис. 2. Вимірювання температури на поверхні сталезалізобетонної балки моста

5. Результати досліджень термонапруженого стану сталезалізобетонних балок моста

5. 1. Результати експериментальних вимірювань розподілу температури на поверхнях сталезалізобетонної балки моста

Результати розподілу температури у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки моста наведено у табл. 1.

Таблиця 1

Результати експериментальних вимірювань розподілу температури на поверхні сталезалізобетонної балки моста

Дата вимірювання	Час доби, год	Температура повітря, °C	Точки вимірювання температури				
		$T_{\text{п}}$	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
25.09.2020	8:00	9	9,2	9,2	9,6	9,5	10,5
	9:00	11	11,4	11,2	12,7	12,4	11,7
	10:00	14	15,4	15,4	15,7	14,2	14,0
	11:00	18	21,4	20,7	21,1	20,5	17,2
	12:00	20	24,4	25,4	26,4	25,1	23,4
	13:00	24	27,3	27,7	28,9	26,1	25,4
	14:00	25	30,1	30,7	31,4	29,4	26,4
	15:00	27	32,3	32,4	33,8	34,8	27,0
	16:00	28	35,7	35,0	35,1	36,1	27,1
	17:00	25	32,1	32	32,1	31,1	25,1
	18:00	23	30,0	29,9	30,5	25,7	24,8
14.01.2021	7:00	-19,4	-19,2	-19,1	-19,4	-19,4	-17,3
	10:00	-17,1	-18,0	-18,4	-18,0	-18,1	-16,4
	12:00	-11,3	-12,2	-12,1	-11,4	-14,1	-14,7
	14:00	-8,8	-8,1	-8,1	-8,2	-12,1	-12,1
	16:00	-10,8	-6,8	-6,8	-6,4	-13,1	-13,4

Із табл. 1 видно, що температура поширюється нерівномірно у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки. У межах металевої балки температура поширюється більш рівномірно із різницею до $1,0\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Найбільший інтерес викликає розподіл температури у зоні об'єднання металевої балки із залізобетонною плитою, це точка 4 та точка 5. У цих точках існує перепад температури між металевою балкою та залізобетонною плитою. Максимальний зафіксований температурний перепад склав $+9\text{ }^{\circ}\text{C}$ при додатних температурах навколишнього середовища та $-2,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ при від'ємних температурах навколишнього середовища.

Слід зазначити, що значна різниця перепаду температур на стику металевої балки та залізобетонної плити викликана різними фізико-механічними властивостями конструкційних матеріалів. Різниця температур між металевою балкою та залізобетонною плитою може призводити до виникнення у балках температурних напружень та деформацій. Тому для визначення напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок моста при дії змінних кліматичних температурних перепадів навколишнього середовища необхідно розробити математичні моделі оцінки температурного поля та термонапруженого стану.

5. 2. Одновимірна математична модель оцінки температурного поля та напруженого стану сталезалізобетонної балки моста

Для оцінки розподілу температури у сталезалізобетонній балці моста удосконалено модель, що наведена у праці [18]. Нижня частина моделі металева балка (верхня полицка), а верхня частина моделі – залізобетонна плита (рис. 3). Розглядається тільки розрахункова область моделі, що виділена штриховою лінією.

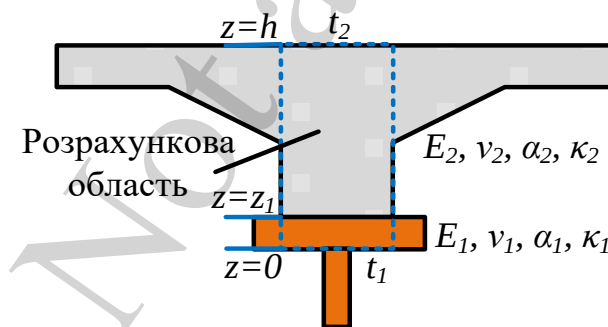


Рис. 3. Модель для розрахунку температурного поля та напружень

Для оцінки температурних напружень у сталезалізобетонній балці моста на першому етапі вирішено температурну задачу. Для цього знайдено розподіл температурного поля у вертикальному напрямі балки за рівнянням:

$$t = \begin{cases} C_1 z + C_2, & 0 \leq z \leq z_1, \\ C_3 z + C_4, & z_1 < z \leq h, \end{cases} \quad (1)$$

де сталі інтегрування, що входять у рівняння (1) мають вигляд:

$$C_1 = \frac{t_2 - t_1}{z_1 + \frac{k_1}{k_2}(h - z_1)}; \quad C_2 = t_1;$$

$$C_3 = \frac{k_1}{k_2} C_1; \quad C_4 = t_2 - C_3 h. \quad (2)$$

Для оцінки розподілу температурного поля задано наступні вихідні параметрами моделі: товщина верхньої полицки та залізобетонної плити $h=314$ мм із якої $z_1=14$ мм, це товщина металевої верхньої полицки балки. Коефіцієнти теплопровідності відповідних конструкційних матеріалів становлять $k_1=45$ Вт/(м·°C); $k_2=$ Вт/(м·°C). Максимальні та мінімальні значення температури металевої балки t_1 та залізобетонної плити t_2 , прийнято ті, що було зафіксовано у процесі експериментальних вимірювань.

На рис. 4 наведено розподіл температурного поля у сталезалізобетонній балці моста при дії максимальних додатних та мінімальних від'ємних температур навколишнього середовища за допомогою розв'язку рівняння (1).

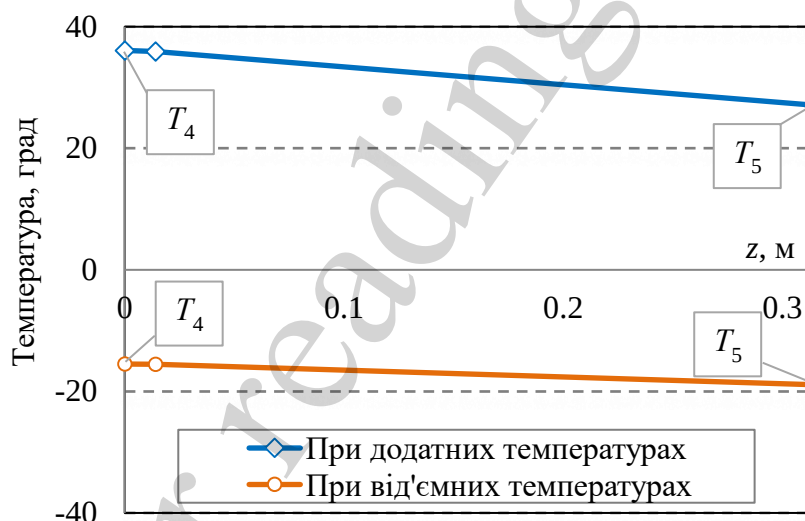


Рис. 4. Розподіл температурного поля за товщиною у сталезалізобетонній балці моста

Із рис. 4 видно, що за однакових значень температури навколишнього середовища температура на поверхнях металевої балки (T_4) вища за температуру залізобетонної плити (T_5).

На межі об'єднання металевої балки та залізобетонної плити спостерігається стрибок температури. Тому для оцінки величини температурних напружень сталезалізобетонної балки моста, використано відому формулу, що наведена у праці [18]:

$$\sigma_1 = -\frac{\alpha t E}{1 - \nu}, \quad \sigma_2 = -\frac{\alpha t E}{1 - \nu}. \quad (3)$$

Визначення температурних напружень сталезалізобетонної балки моста виконано при фізико-механічних параметрах металевої балки та залізобетонної плити, що наведені у табл. 2.

Таблиця 2.

Фізико-механічні характеристики сталезалізобетонної балки

№п/п	Назва характеристики	Значення	Розмірність
1	Модулі пружності металевої балки, E_1	$2,1 \cdot 10^5$	МПа
2	Модулі пружності залізобетонної плити, E_2	$3,6 \cdot 10^4$	МПа
3	Коефіцієнт Пуансона металевої балки ν_1	0,3	
4	Коефіцієнт Пуансона залізобетонної плити ν_2	0,25	
5	Коефіцієнти лінійного температурного розширення металевої балки, α_1	$1,25 \cdot 10^{-5}$	$1/^\circ\text{C}$
6	Коефіцієнти лінійного температурного розширення залізобетонної плити, α_2	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1/^\circ\text{C}$
7	Коефіцієнт теплопровідності металевої балки, k_1	45	$\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$
8	Коефіцієнт теплопровідності залізобетонної плити, k_2	19	$\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$

Результати розрахунків напружень сталезалізобетонної балки (рис. 5) показують, що вищі напруження зустрічаються у металевій балці, аніж у залізобетонній плиті (T_4 , T_5 відповідно, рис. 2). Різка зміна напружень відбувається на межі між металевою і залізобетонною частинами балки. При температурі поверхні металевої частини балки $+36,1^\circ\text{C}$, а залізобетонної плити $+27,1^\circ\text{C}$ напруження становлять $-89,8$ МПа, а при температурі металевої балки $-19,4^\circ\text{C}$, а залізобетонної плити $-17,1^\circ\text{C}$ максимальні напруження становлять $58,37$ МПа.

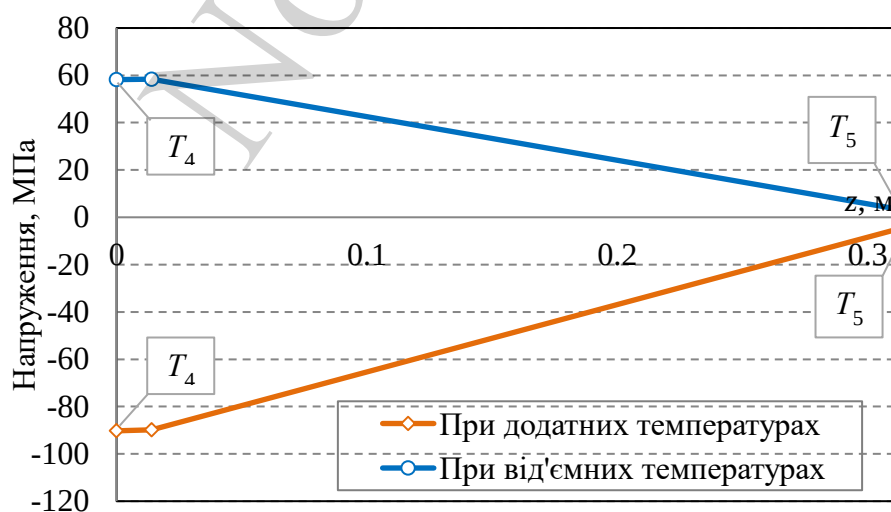


Рис. 5. Розподіл напружень у сталезалізобетонній балці моста

У результаті виконаних досліджень впливу перепаду температури навколишнього середовища на напружено-деформований стан сталезалізобетонних балок мостів встановлено, що рівень напружень становить більше 35 % від допустимих значень напружень, рівних 235 МПа.

Рівень температурних напружень є значним, тому температурні напруження необхідно враховувати при проектуванні сталезалізобетонних балок мостів.

5. 3. Оцінка температурних напружень та деформацій сталезалізобетонних балок методом скінченних елементів

Оскільки сталезалізобетонні мости мають складну геометричну конфігурацію, яку неможливо врахувати в одновимірних чи двовимірних задачах, проведено оцінку напружено-деформованого стану балки методом скінченних елементів у тривимірній постановці задачі дослідження [21].

Для визначення температурних напружень та деформацій прийнято довжину сталезалізобетонної балки рівною 2000 мм. Номер профілю двотаврової металевої балки № 100 Б (ГОСТ 6183-52). Залізобетонна плита має наступні розміри, ширина $b=1000$ мм, висота на торцях плити $h_1=160$ мм та висота над верхньою полицею металевої балки становить $h_2=400$ мм. Фізико-механічні характеристики металевої балки та залізобетонної плити наведено у табл. 1.

Граничні умови прийнято у вигляді нерухомого закріплення із лівої сторони балки та рухоме закріплення правої сторони балки.

Досліджуваний фрагмент сталезалізобетонної балки розбитий сіткою тривимірних скінченних елементів типу тетраедри [22]. Кількість вузлів скінченно-елементної сітки становить 36125 штук, які утворюють 22416 елементів.

Для комплексної оцінки напружено-деформованого стану сталезалізобетонної балки моста зумовленого дією температури навколишнього середовища, на першому етапі визначаємо розподіл температурного поля, а на другому визначаємо температурні напруження та деформації балки.

Із результатів розподілу температурного поля (рис. 6) по поверхнях сталезалізобетонної балки видно, що воно розподіляється нерівномірно. Максимальні значення температури має металева балка, на межі з'єднання металевої балки із залізобетонною плитою температура знижується і найнижче значення температури спостерігається у залізобетонній плиті. У вертикальному напрямі балки температура коливається у межах від $+27\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $+35\text{ }^{\circ}\text{C}$ при додатних температурах навколишнього середовища (рис. 6, а), та від $-19,6\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $-15,7\text{ }^{\circ}\text{C}$ при від'ємних температурах навколишнього середовища (рис. 6, б).

При аналізі розподілу температурного поля у поперечному напрямі балки встановлено, що температура у металевій балці розподіляється рівномірно. Проте у залізобетонній плиті різниця температур між зовнішньою та внутрішньою поверхнями плити склала $+8,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ при додатних температурах та $-3,9\text{ }^{\circ}\text{C}$ при від'ємних температурах.

Результати розрахунку термонапруженого стану сталезалізобетонної балки моста при дії додатних та від'ємних температур навколишнього середовища наведено на рис. 7. Із отриманих результатів розрахунку напружень Мізеса (рис. 7, а) встановлено, що максимальні напруження виникають у місці об'єднання метале-

вої балки із залізобетонною плитою. Величина цих напружень складає 73,4 МПа, що становить до 35 % від допустимих значень напружень для металу балки. При від'ємних температурах напруження склали 69,3 МПа.

Отриманий рівень температурних напружень сталезалізобетонної балки моста є високим. А поєднання напружень, зумовлених дією транспортних засобів автомобільного транспорту та дією змінних кліматичних температурних впливів, може призвести до перевищення допустимих напружень у сталезалізобетонних балках мостів. Це підкреслює необхідність урахування кліматичних температурних впливів на напружено-деформований стан сталезалізобетонних мостів.

Максимальні значення деформацій сталезалізобетонної балки моста становлять 0,0171 мм (рис. 8, *а*) при додатних температурах та 0,00354 мм (рис. 8, *б*) при від'ємних температурах.

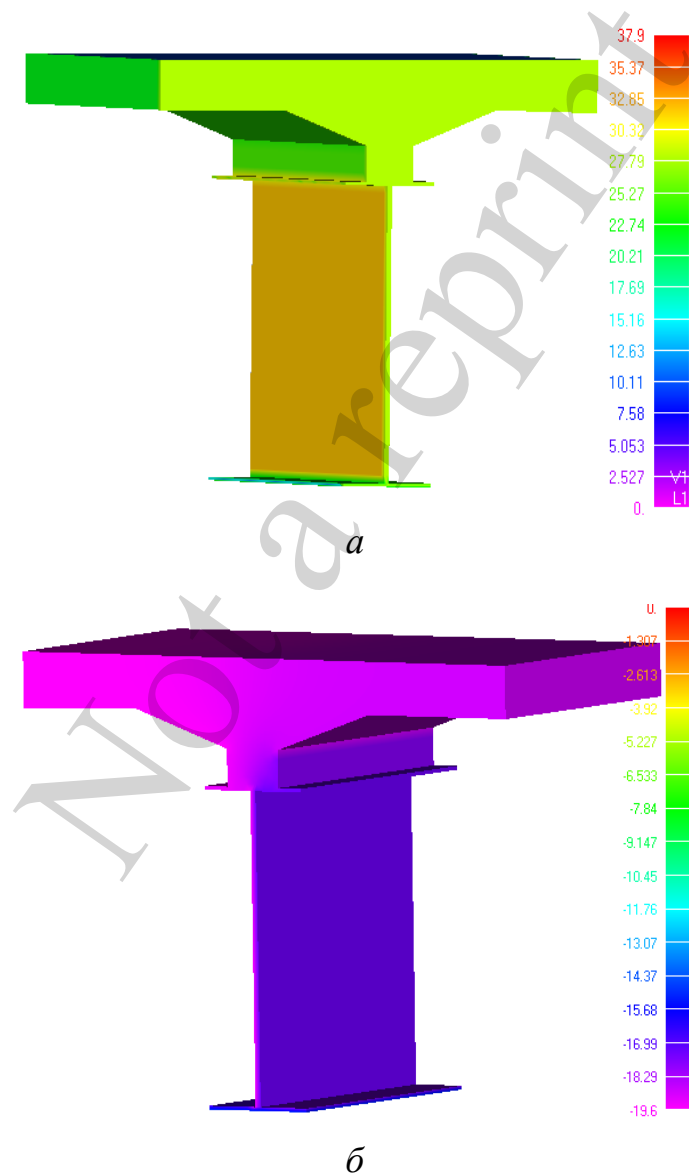


Рис. 6. Розподіл температурного поля у сталезалізобетонній балці: *а* – при додатних температурах навколишнього середовища, *б* – при від'ємних температурах навколишнього середовища

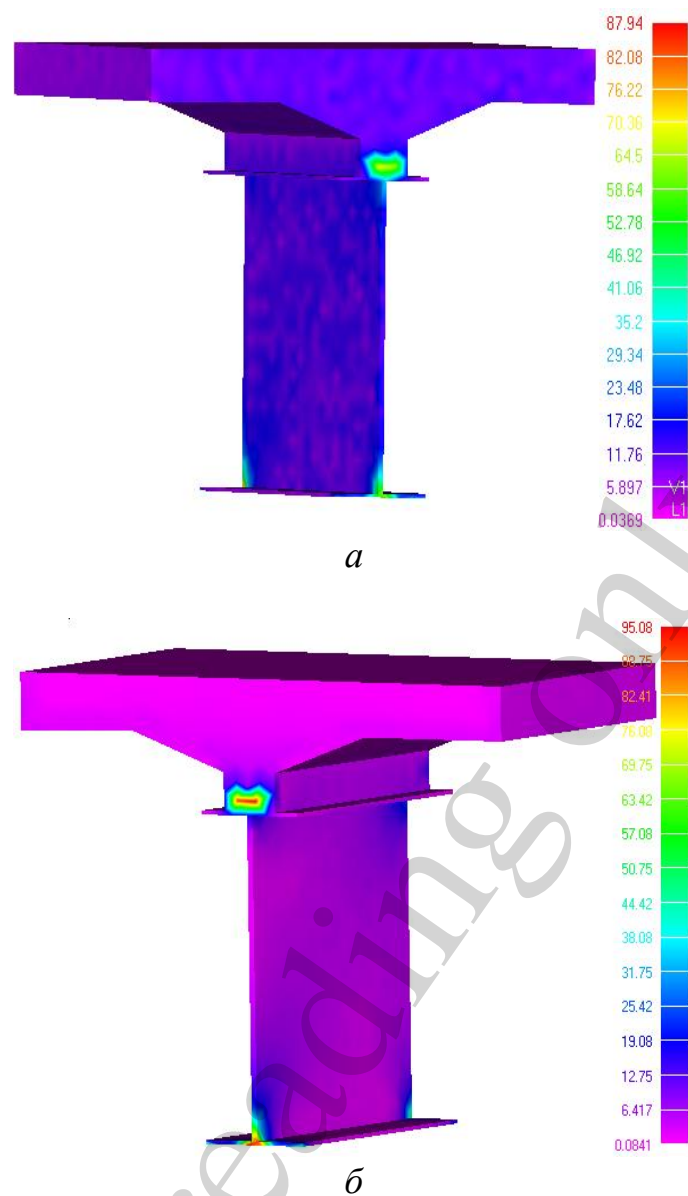


Рис. 7. Термонапружений стан сталезалізобетонної балки: *а* – при додатних температурах навколишнього середовища, *б* – при від’ємних температурах навколишнього середовища

Слід зазначити, що у місці контакту металевої балки із залізобетонною плитою величина деформацій є малою. Тому у даному контакті виникають максимальні напруження при дії кліматичних температурних перепадів навколишнього середовища.

Максимальна величина дотичних напружень у контакті металевої балки із залізобетонною плитою склала 27,58 МПа при додатних температурах навколишнього середовища.

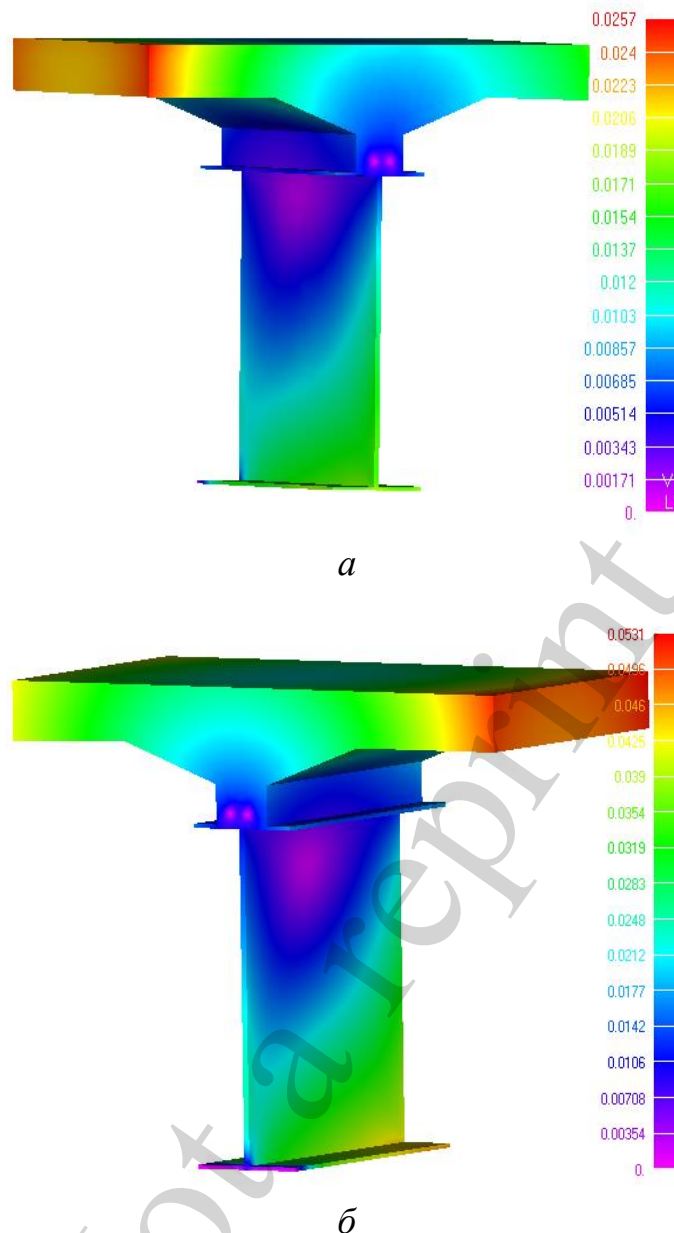


Рис. 8. Температурні деформації сталезалізобетонної балки моста: *а* – при додатних температурах навколишнього середовища, *б* – при від’ємних температурах навколишнього середовища

6. Обговорення результатів оцінки термонапруженого стану сталезалізобетонної балки моста

Із проведених експериментальних вимірювань розподілу температури на поверхнях сталезалізобетонних балок мостів встановлено, що температура у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки поширюється нерівномірно. А саме, на контакті металевої балки та залізобетонної плити спостерігається різкий перепад температур (табл. 1). Максимальна зафіксована різниця температур між металевою балкою та залізобетонною плитою при додатних температурах навколишнього середовища склала $+9,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ (T_4 , T_5 відповідно, табл. 1), а мінімальна різниця температур між балками, у тих же точках, при від’ємних значеннях температур навколишнього середовища становила $-2,1\text{ }^{\circ}\text{C}$.

У результаті різних модулів пружності та коефіцієнтів температурного розширення сталі та бетону сталезалізобетонних балок моста, у зоні жорсткого з'єднання металевої балки із залізобетонною плитою виникають максимальні напруження. Величина цих напружень складає 73,4 МПа (рис. 7, а) при додатних температурах, та 69,3 МПа при від'ємних температурах (рис. 7, б). Подібний рівень напружень отримано у роботі [20] при виконанні досліджень термонапруженого стану залізобетонної труби, підсиленої металевою гофрованою конструкцією.

Величина температурних напружень становить більше 35 % від допустимих напружень, рівних 235 МПа. Вони при поєднанні із дією напружень від рухомих транспортних засобів спричиняють утворення тріщин та різних пошкоджень конструкційних матеріалів сталезалізобетонної балки. Тому загальний напружено-деформований стан сталезалізобетонних балок моста слід оцінювати при сумісній дії температурних кліматичних впливів і навантажень від рухомих одиниць транспортних засобів.

Виникнення місцевих дефектів у зоні об'єднання металевих балок із залізобетонною плитою пояснюється різними значеннями модулів пружності конструкційних матеріалів та значним перепадом температури. Різниця температур між металевою балкою та залізобетонною плитою призводить до виникнення температурних напружень. Особливо актуальним дане питання є для сталезалізобетонних мостів, у яких металева балка жорстко з'єднана із залізобетонною плитою. Тому для забезпечення довговічної роботи сталезалізобетонних мостів необхідно проектувати ефективні конструктивні рішення об'єднання металевої балки із залізобетонною плитою.

Одним із недоліків проведеного дослідження є відсутність експериментальних даних розподілу температури по довжині сталезалізобетонної балки та визначення його впливу на термонапружений стан мостової балки. Тому подальший розвиток наукових досліджень планується виконувати із врахуванням розподілу температури по довжині сталезалізобетонної балки при максимальних та мінімальних температурах навколишнього середовища.

Також, слід зазначити, що отриманий термонапружений стан при проектуванні сталезалізобетонних балок моста можна враховувати при максимальній температурі навколишнього середовища $+28^{\circ}\text{C}$ та мінімальній $-19,4^{\circ}\text{C}$. При вищих кліматичних температурах необхідно проводити додаткову оцінку термонапруженого стану сталезалізобетонного моста із використанням формули (1) для визначення температурного поля та формули (3) – температурних напружень.

7. Висновки

1. Із експериментальних результатів вимірювання температури на поверхнях сталезалізобетонних балках мостів встановлено, що температура у вертикальному напрямі розподіляється нерівномірно. У межах металевої балки температура поширюється більш рівномірно із різницею до $1,0^{\circ}\text{C}$. У зоні контакту металевої балки із залізобетонною плитою максимальний зафіксований температурний перепад склав $+9,0^{\circ}\text{C}$.

2. Для оцінювання термонапруженого стану сталезалізобетонних балок моста удосконалено математичні моделі розрахунку температурного поля та термонапруженого стану при дії змінних кліматичних температур навколишнього середовища, із врахуванням нерівномірного розподілу температури у вертикальному напрямі балки та різних фізико-механічних параметрів конструкційних матеріалів. Це дає можливість проводити оцінку термонапруженого стану сталезалізобетонних балок, які мають складну геометричну схему та різні конструкційні матеріали (металеву балку та залізобетонну плиту). Встановлено, що у якості розрахункових схем визначення термонапруженого стану сталезалізобетонних балок можна розглядати одновимірну задачу, або застосовувати тривимірні розрахункові схеми задачі.

3. Напруження, зумовлені дією кліматичних температурних перепадів, у сталезалізобетонних балках мостів становлять більше 35 % від допустимих значень напружень, рівних 235 МПа. Це зобов'язує необхідність їх врахування при проектуванні сталезалізобетонних балок мостів при сумісній дії засобів транспорту.

Література

1. Балабух, Я. А. (2010). Ефективність сталезалізобетонних автодорожніх мостів. *Дороги і мости*, 12, 16–23. URL: <http://dorogimosti.org.ua/ua/efektivnisty-stalezalizobetonni-h-avtodorognih-mostiv>
2. Ковальчук, В. В. (2012). Стан та проблеми забезпечення довговічності прогонових будов мостів. *Збірник наукових праць ДонІЗТ*, 32, 226–235.
3. Коваль, П. М., Балабух, Я. А. (2012). Проблеми забезпечення довговічності сталебетонних мостів. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій*, 9, 426–443.
4. Kovalchuk, V., Markul, R., Bal, O., Milyanych, A., Pentsak, A., Parneta, B., Gajda, A. (2017). The study of strength of corrugated metal structures of railroad tracks. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 2 (7 (86)), 18–25. doi: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2017.96549>
5. Ковальчук, В. В. (2014). Дослідження температурного поля та напруженого стану металевих гофрованих труб. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 29, 186–192. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2014_29_29
6. Beben, D. (2017). Experimental Testing of Soil-Steel Railway Bridge Under Normal Train Loads. *Experimental Vibration Analysis for Civil Structures*, 805–815. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-319-67443-8_71
7. Li, D., Maes, M. A., Dilger, W. H. (2004). Thermal design criteria for deep prestressed concrete girders based on data from Confederation Bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31 (5), 813–825. doi: <https://doi.org/10.1139/l04-041>
8. Pisani, M. A. (2004). Non-linear strain distributions due to temperature effects in compact cross-sections. *Engineering Structures*, 26 (10), 1349–1363. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.04.004>
9. Barr, P. J., Stanton, J. F., Eberhard, M. O. (2005). Effects of Temperature Variations on Precast, Prestressed Concrete Bridge Girders. *Journal of*

Bridge Engineering, 10 (2), 186–194. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2005\)10:2\(186\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2005)10:2(186))

10. AASHTO LRFD bridge design specifications (2008). Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials. URL: <https://www.worldcat.org/title/aashto-lrfd-bridge-design-specifications/oclc/317485511>

11. Lee, J.-H. (2010). Experimental and analytical investigations of the thermal behavior of prestressed concrete bridge girders including imperfections. Georgia Institute of Technology Atlanta, GA, 302. URL: <https://smartech.gatech.edu/handle/1853/34675>

12. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. К.: Мінбуд України, 84. URL: <http://kbu.org.ua/assets/app/documents/dbn2/48.1.%20%D0%94%D0%91%D0%9D%20%D0%92.1.2-15~2009.%20%D0%A1%D0%BF%D0%BE%D1%80%D1%83%D0%B4%D0%B8%20%D1%82%D1%80%D0%B0%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%BE%D1%80%D1%82%D1%83.%20%D0%9C%D0%BE%D1%81%D1%82%D0%B8%20%D1%82%D0%B0%20%D1%82%D1%80.pdf>

13. Лучко, Й. Й., Сулим, Г. Т., Кир'ян, В. І. (2004). Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності. Львів: Каменяр, 885. URL: <http://94.158.152.98/opac/index.php?url=/notices/index/IdNotice:85921/Source:default>.

14. De Backer, H., Outtier, A., Van Bogaert, P. (2009). Numerical and experimental assessment of thermal stresses in steel box girders. Conference: Nordic Steel Construction Conference, 11th, Proceedings, 65–72. URL: https://www.researchgate.net/publication/259004379_Numerical_and_experimental_assessment_of_thermal_stresses_in_steel_box_girders

15. Balmes, E., Corus, M., Siegert, D. (2006). Modeling thermal effects on bridge dynamic responses. URL: <https://www.researchgate.net/publication/228758158>

16. Zahabizadeh, B., Edalat-Behbahani, A., Granja, J., Gomes, J. G., Faria, R., Azenha, M. (2019). A new test setup for measuring early age coefficient of thermal expansion of concrete. Cement and Concrete Composites, 98, 14–28. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.01.014>

17. Dilger, W. H., Ghali, A., Chan, M., Cheung, M. S., Maes, M. A. (1983). Temperature Stresses in Composite Box Girder Bridges. Journal of Structural Engineering, 109 (6), 1460–1478. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1983\)109:6\(1460\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1983)109:6(1460))

18. Лучко, Й. Й., Гнатів, Ю. М., Ковальчук, В. В. (2013). Дослідження температурного поля та напруженого стану прогонової будови сталезалізобетонного моста. Вісник Тернопільського національного технічного університету, 2, 29–38. URL: <http://eadnurt.diit.edu.ua/jspui/handle/123456789/9759>.

19. Gera, B., Kovalchuk, V. (2019). A study of the effects of climatic temperature changes on the corrugated structure. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 3 (7 (99)), 26–35. doi: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2019.168260>

20. Kovalchuk, V., Hnativ, Y., Luchko, J., Sysyn, M. (2020). Study of the temperature field and the thermo-elastic state of the multilayer soil-steel structure. Roads and Bridges - Drogi i Mosty, 19 (1), 65–78. doi: <https://doi.org/10.7409/rabdim.020.004>

21. Лучко, Й. Й., Ковальчук, В. В. (2012). Вимірювання напружено-деформованого стану конструкцій мостів при змінних температурах і навантаженнях. Львів: Каменяр, 235.

22. Рудаков, К. М. (2009). Вступ у UGS Femap 9.3 (for Windows NT). Геометричне та скінченно-елементне моделювання конструкцій. К.: НТУУ «КПІ», 282. URL: http://mmi-dmm.kpi.ua/images/pdf/personnel/RUDAKOV/publicacii/Femap93_PDF/Femap93.htm

Not a reprint