

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

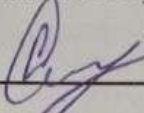
на тему:

«Оптимізація методу реконструкції існуючих сталезалізобетонних
автодорожніх мостів»

Виконав: студент 2-го курсу, групи Б-21мз

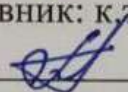
Спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)


Стінський О. В.

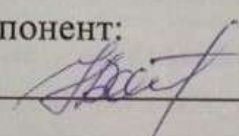
(прізвище та ініціали студента)

Керівник: к.т.н., доцент каф. БМГА


Попов В. О.

(прізвище та ініціали)

Опонент:


Резидент Н.В.

(прізвище та ініціали)

Допущено до захисту

Завідувач кафедри БМГА

к.т.н., доц. Швець В. В.

(прізвище та ініціали)

« 20 » 06 2023 р.

Вінниця ВНТУ – 2023 рік

Факультет Будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури
Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр
Напрямок підготовки 19 Архітектура та будівництво
(шифр і назва)
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва)
Освітня програма Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БМГА
Швець В.В.
«20» 06 2023 року

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Стінський Олег Володимирович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту(роботи) Оптимізація методу реконструкції існуючих сталезалізобетонних автодорожніх мостів

керівник роботи Попов Володимир Олексійович, к.т.н., доц. каф. БМГА
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом вищого навчального закладу від « » 20 року №

2. Строк подання магістрантом роботи 21.05.2023

3. Вихідні дані до роботи: Робота – наукового спрямування. Конструктивне рішення – сталезалізобетонний автодорожній міст із залізобетонною прогоновою плитою та сталевими повздовжніми фермами, з'єднаними у просторовий блок. Призначення – для забезпечення безперебійного транспортування вантажів, пасажирів та переміщення пішоходів. Розглянути однопролітні споруди. Габаритні розміри резервуарів: довжина – до 40 м, габарит – дві смуги руху по 3,5 м + тротуари з кожного боку по 2,25 м. Мости встановлюються на дорогах 3 категорії регіонального значення. Навантаження – колісне, візки НК-80, А-11, натовп пішоходів, кліматичні.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ, у якому слід відобразити актуальність теми, мету, наукову новизну, практичне значення, задачі, об'єкт та предмет досліджень. Науково-дослідна частина, що складається з трьох розділів: Розділ 1, у якому слід виконати аналіз стану питання з конструювання автомобільних мостів, взагалі та сталезалізобетонних мостів, зокрема, питання класифікації мостових споруд, питання раціональних способів підсилення існуючих споруд, методи оптимізації, аналіз нормативних і літературних джерел по темі МКР; Розділ 2, у якому слід виконати скінчено-елементне моделювання напружено-деформованого існуючого сталезалізобетонного мосту на прикладі реальної споруди, збудованої у смт. Дашів Вінницької області з

урахуванням технологічних колісних та кліматичних впливів; Розділ 4 — Економічний, у якому дослідити економічний ефект запропонованих конструктивних рішень у порівнянні з класичним способом (заміна будови). Висновки, в яких відобразити основні на практичні результати виконаної роботи.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

Плакати, що відображають: 1 — тему, мету та задачі роботи, наукову новизну та практичне значення; 2, 3, 4 — класифікація мостових споруд, стан питань проектування сталезалізобетонних мостів та методів їх підсилення; 5 — результати моделювання; 6 — 7 конструктивні та технологічні пропозиції; 8 — Результати економічних розрахунків; 9 — Висновки з МКР

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Вступ, Розділ 1	Попов В.О., доц. каф. БМГА		
Розділ 2	Попов В.О., доц. каф. БМГА		
Розділ 3	Попов В.О., доц. каф. БМГА		
Розділ 4. Економіка	Лялюк О.Г., доц. каф. БМГА		

7. Дата видачі завдання

30.01.2023

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Прим.
1	Виконати науковий аналіз стану питання з проектування підсилення сталезалізобетонних автодорожніх мостів, пошук відповідних наукових джерел, аналіз сучасної нормативної бази. Оформити у вигляді Розділу 1	01.02-06.02.23	
2	Розробка Вступу до роботи	07.02-12.03.23	
3	Розробка Розділу 2 науково-дослідної частини розділу з моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонного мосту	13.03-25.03.23	
4	Розробка розділу 3 (конструктивні та технологічні пропозиції)	27.03-03.04.23	
5	Розробка розділу 4 — Економіка	21.04-05.05.23	
6	Підготовка до опублікування та публікація результатів МКР. Апробація	06.05-17.05.23	
7	Перевірка роботи на плагіат	20.05-30.05.23	
8	Попередній захист магістерської роботи	05.06.23	

Магістрант

(підпис)

Стінський О.
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Попов В.О.
(прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.21.016

Стінський О. В. Оптимізація методу реконструкції існуючих сталезалізобетонних автодорожніх мостів. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія», освітня програма – «Промислове та цивільне будівництво». Вінниця : ВНТУ, 2023. 143 с.

Укр. мовою. Бібліогр.: 56 назв; рис. 60; табл. 8.

В магістерській кваліфікаційній роботі досліджено напружено-деформований стан сталезалізобетонних мостів на прикладі реальної існуючої споруди, під дією комплексу кліматичних, динамічних колісних та інших технологічних навантажень для знаходження раціонального способу їх підсилення при реконструкції або капітальному ремонті. Виявлено найбільш небезпечні впливи, якими виявилися тимчасові динамічні впливи від умовних візків рухомого складу. Розроблено та верифіковано методику аналізу напружено-деформованого стану. Для досягнення мети роботи розроблена модель споруди, яка складається з металевої просторової сталевий ферми та накладної залізобетонної плити, що працюють під навантаженням спільно.

При виконанні досліджень встановлено, що для раціонального підсилення доцільно улаштувати двобічні симетричні сталезалізобетонні прибудови. При цьому на момент підсилення частина споруди може експлуатуватися за призначенням. Запропонований спосіб підсилення створює вигідні передумови для реконструкції сталезалізобетонних споруд в умовах, коли не можливо зупинити експлуатацію мосту на час ремонтних робіт.

Магістерська кваліфікаційна робота містить 15 аркушів графічної частини.

Ключові слова: міст, пролітна будова, сталезалізобетон, деформаційний шов, напружено-деформований стан, методика розрахунку.

ABSTRACT

UDK 624.21.016

Stinskyj O. V. Optimization of the method of reconstruction of existing steel-reinforced concrete road bridges. Master's qualification work in the speciality 192 - "Civil Engineering and Construction", educational programme - "Industrial and Civil Engineering". Vinnytsia: VNTU, 2023. 143 p.

In Ukrainian. Bibliography: 56 titles; fig. 60; tabl. 8.

The master's qualification work investigates the stress-strain state of steel-reinforced concrete bridges on the example of a real existing structure, under the influence of a complex of climatic, dynamic wheel and other technological loads in order to find a rational way to strengthen them during reconstruction or overhaul. The most dangerous effects were revealed, which were temporary dynamic effects from conventional rolling stock carts. Have been developed and verified the method of stress-strain state analysis. To achieve the goal of the work have been developed a model of the structure, which consists of a metal frames and an overlay reinforced concrete slab working under load together.

During the research, have been established that for rational strengthening, it is advisable to arrange two-sided symmetrical steel-reinforced concrete extensions. At the same time, at the time of strengthening, a part of the building can be operated as intended. The proposed method of strengthening creates favorable conditions for the reconstruction of steel-reinforced concrete structures in conditions where it is not possible to stop operation of the bridge during repair work.

The master's qualification work contains 15 sheets of graphic part.

Key words: bridge, span structure, steel-reinforced concrete, deformation seam, stress-strain state, calculation method.

ВІДОМІСТЬ АРКУШІВ ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ

Аркуш	Найменування	Примітки
1	2	3
1	Наукова новизна та практичне значення	Плакат
2	Мета наукової роботи та наукові задачі	Плакат
3	Апробація та публікації	Плакат
4	Будівельні системи мостових споруд та їх класифікація	Плакат
5	Пролітні сталобетонні будови мостів на автодорогах регіонального значення	Плакат
6	Конструктивне рішення пролітної будови мосту у смт. Дашів	Плакат
7	Поперечник типового сталобетонного мосту у смт. Дашів	Плакат
8	Розрахунок міцності автодорожніх мостів	Плакат
9	Основні конструктивні елементи мосту	Плакат
10	Технологічні навантаження	Плакат
11	Типові дефекти залізобетонних і металевих конструктивних елементів сталобетонних мостів	Плакат
12	Розрахунки залізобетонних конструкцій мостової споруди	Плакат
13	Підсилення прогонової будови	Плакат
14	Опис технології підсилення улаштуванням двобічної сталезалізобетонної прибудови	Плакат
15	Висновки	Плакат

ЗМІСТ

ВСТУП	8
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТОВИХ СПОРУД	13
1.1 Автодорожні мости, як складні будівельні системи	13
1.1.1 Сучасна класифікація мостових споруд	15
1.1.2 Область застосування мостових споруд	20
1.1.3 Історичний екскурс з проектування автодорожніх мостів. Світова та вітчизняна практика	22
1.1.4 Сучасні нормативні документи з проектування автодорожніх мостів	33
1.2 Основи розрахунку міцності автодорожніх мостів	34
1.3 Основи проектування автодорожніх мостів. Поняття мостового габариту	36
1.3.1 Розрахунки споруд на силові впливи	38
1.4 Сталобетонні мостові споруди. Огляд	38
1.4.1 Види сталевих і сталезалізобетонних мостів	39
1.4.2 Балкові розрізні прогонові будови	39
1.4.3 Балкові нерозрізні прогонові будови	39
1.4.4 Консольні сталеві мости	40
1.4.5 Сталеві арочні мости	40
1.4.6 Рамні та комбіновані металеві мости	40
1.4.7 Вантові металеві мости	41
1.4.8 Висячі мости	41
1.5 Опис принципового конструктивного рішення сталезалізобетонного мосту	42
1.5.1 Основні конструктивні елементи мосту	42
1.5.2 Техніко-економічний ефект використання сталезалізобетонних мостів	51
1.6 Типові дефекти сталезалізобетонних мостів. Методи підсилення	57

	6
1.7 Висновки по розділу 1	60
РОЗДІЛ 2 МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ	62
2.1 Опис роботи конструкцій існуючого мосту під навантаженням	63
2.1.1 Збір навантажень на мостову споруду	63
2.1.2 Технологічні навантаження	63
2.2 Моделювання работ сталобетонного мосту під навантаженням	66
2.2.1 Опис розробленої моделі	66
2.2.2 Методика виконання розрахунків	67
2.3 Розрахунок прогонової плити	71
2.3.1 Вихідні дані для розрахунку	71
2.3.2 Опис розрахункової моделі плити	72
2.3.3 Постійні впливи	72
2.3.4 Тимчасові впливи	74
2.3.5 Визначення внутрішніх силових факторів	75
2.3.6 Розрахунок прогонової плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами в прольоті з методикою [43]	77
2.3.7 Розрахунок фрагмента плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами за методикою [10, розділ 3]	81
2.3.8 Розрахунок прогонової плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами на приопорній ділянці за методикою [43]	82
2.3.9 Розрахунок прогонової плити на міцність по похилим перерізам	83
2.3.10 Розрахунок прогонової ферми	87
2.4 Висновки за результатами моделювання мосту	101
РОЗДІЛ 3 КОНСТРУКТИВНІ І ТЕХНОЛОГІЧНІ ПРОПОЗИЦІЇ ПО ПІДСИЛЕННЮ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ІСНУЮЧИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТОВИХ СПОРУД	103
3.1 Метод розширення прогонової будови	103
3.1.1 Опис конструкції розширення, що пропонується	103
3.1.2 Конструктивні елементи розширення прогонової будови	105

	7
3.2 Метод заміни прогонової будови	106
3.3 Опис технології підсилення за пропонованим методом улаштуванням двобічної сталезалізобетонної прибудови	108
3.4 Висновки з конструктивних та технологічних пропозицій з реконструкції мостової сталезалізобетонної споруди	110
РОЗДІЛ 4 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА	111
4.1 Розрахунок кошторисної вартості реконструкції прогонової будови сталезалізобетонного мосту методом підсилення	111
4.2 Розрахунок кошторисної вартості реконструкції прогонової будови мосту методом заміни прогонової будови	112
4.3 Визначення узагальнених вартісних показників	114
4.4 Розрахунок економічного ефекту	134
ВИСНОВКИ	135
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	137
ДОДАТКИ	143
Додаток А Протокол перевірки магістерської кваліфікаційної роботи на наявність текстових запозичень	144
Додаток Б Відомість аркушів графічної частини	145

ВСТУП

Мости, загалом, та сталезалізобетонні мостові споруди, зокрема є важливою функціональною складовою шляхів сполучень та частиною ландшафту, створеного людиною. Основна функція автодорожніх мостів – забезпечення безперешкодного пересування автомобільної техніки та пішоходів через перешкоди природнього та техногенного характеру. **Актуальність цієї теми** полягає у необхідності пошуку раціонального способу реконструкції сталезалізобетонних балочних автодорожніх мостів шляхом підсилення аварійних та непридатних до експлуатації дефектних ділянок металоконструкцій нарощуванням перерізу, ліквідації затікання води, відновивши цілісність деформаційних швів, усунення можливості надлишкового водозбору поблизу опорних конструкцій мостів, улаштувавши опорні підферменники висотою не менше 150 мм, розширення тротуарних консолей, що мають нависати над сталевими конструкціями на ширину не менше 1 м та, за потреби, проїзний габарит споруди, підсилення робочого армування залізобетонної плити, відновлення захисного шару та гідроізоляції.

Відомо, що аварійність мостових споруд призводить до небезпеки для життя та здоров'я людей, а також до серйозного порушення транспортної логістики і у випадку реалізації несприятливих обставин, до важких наслідків для економіки держави.

В умовах воєнного стану, запровадженого у нашій державі, транспортна автодорожня інфраструктура, як стратегічний елемент економіки країни, набуває особливого значення. Конструкції мостів нашої держави в залежності від прольотів, призначення, інтенсивності автомобільного руху вельми різноманітні. Більшість мостових споруд збудовані з залізобетону за балочною конструктивною схемою. Однак, дотепер існують мости, зведені в різний час, із сталобетонною пролітною будовою. Більшість сталобетонних мостів в Україні області збудовані у 50-х ... 70-х роках ХХ століття, інтенсивно експлуатуються

понад 50 років, тобто, достатньо довгий час для відкритих інженерних споруд, та зазнають різноманітних кліматичних та технологічних впливів та зносу.

Наукові дослідження за напрямком обстеження технічного стану сталезалізобетонних мостів, дозволили сформулювати ряд висновків та рекомендацій для ліквідації аварійності на прикладі конкретної мостової споруди. Ці рекомендації можуть бути розповсюджені на всі мости подібної конструкції.

Оскільки мостові споруди, зазвичай, виконують логістичну функцію та забезпечують проходження автомобільного потоку, який, іноді, сягає сотень тисяч транспортних одиниць на рік, вони є важливими спорудами для забезпечення стабільної роботи вантажо-пасажирського потоку країни. Таким чином, покращення безпеки та ефективності цих споруд є критично важливим питанням. Не дарма, мостові споруди віднесені до переліку критичної державної інфраструктури.

Поряд з цим, розробка нових технологій та інновацій щодо проектування підсилення мостів, як якладних будівельних систем, може покращити їх функціональність та знизити витрати на їх ремонт та експлуатацію.

Дослідження за цим напрямком можуть привести до розробки нових методів та технологій проектування, виготовлення, монтажу, експлуатації та ремонту автодорожніх мостів загалом, та сталезалізобетонних мостів, зокрема.

Проведення подальших наукових досліджень за цією тематикою може також призвести до вдосконалення методів та засобів контролю за станом мостів, виготовлених зі сталезалізобетону, що забезпечить більш ефективне використання цих конструкцій та підвищить рівень безпеки дорожнього руху країни.

Мета наукової роботи полягає у оптимізації конструкції підсилення сталезалізобетонних мостів при їх реконструкції для забезпечення їх подальшої безвідмовної експлуатації протягом встановленого терміну служби.

Для досягнення поставленої мети необхідно виконати комплекс **наукових задач**, які включають:

- аналіз сучасних вимог нормативно-технічної документації та стандартів щодо проектування, виготовлення та експлуатації сталезалізобетонних мостових споруд;
- вивчення характеристик матеріалів (сталі, залізобетону), що можуть бути використані для створення сталезалізобетонних мостів та їх посилення;
- вивчення впливу зовнішніх кліматичних та технологічних факторів на роботу сталезалізобетонних мостів. Дослідження має на меті визначити умови експлуатації мостових сталезалізобетонних споруд для подальшого моделювання напружено-деформованого стану;
- розробка моделі напружено-деформованого стану конструкції стандартних сталезалізобетонних мостів прикладі реальної споруди;
- пошук раціонального способу та оптимальних конструктивних параметрів посилення існуючих сталезалізобетонних мостів для зниження собівартості робіт з їх реконструкції.

Об'єктом дослідження є існуючі та нові сталезалізобетонні мостові автодорожні споруди.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан сталезалізобетонних мостів під дією комплексу кліматичних та технологічних навантажень.

Наукова новизна роботи полягає у:

- розробці методики аналізу напружено-деформованого стану існуючих сталезалізобетонних мостових споруд з урахуванням спільної роботи металевої та залізобетонної частин, яка альтернативна існуючій, застарілій методиці, викладеній у [10];
- виявлено розбіг результатів моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонного мосту за пропонованою та чинною методиками, який не перевищує 10%;
- розроблено моделі напружено-деформованого стану сталезалізобетонних мостів, які дозволяють оцінити їх поведінку під дією

комплексу кліматичних та технологічних навантажень з урахуванням спільної роботи сталевих ферм та залізобетонних пролітних будов;

- на основі виконаних досліджень, запропоновано метод, який дозволяє підсилити сталезалізобетонні споруди без повної зупинки їх експлуатації шляхом улаштування двобічних сталезалізобетонних прибудов.

Практичне значення роботи полягає у:

- розробленні інженерних рішень щодо раціональної конструкції підсилення сталезалізобетонних мостів;

- розробленні практичних рекомендацій щодо улаштування підсилення.

Програма дослідження включає наступні етапи:

- Аналіз наукової літератури, чинних норм, правил та стандартів щодо проектування, виготовлення, монтажу, експлуатації та ремонту автодорожніх сталезалізобетонних мостів, а також, оцінка ступеня безпеки цих конструкцій.

- Дослідження властивостей матеріалів, які можуть бути використані для виготовлення та реконструкції сталезалізобетонних мостів.

- Розробка моделей напружено-деформованого стану конструкцій сталезалізобетонних мостів на прикладі реальної споруди, зведеної у смт. Дашів Вінницької області.

- Розрахунок кошторисної вартості реконструкції сталезалізобетонних мостів за запропонованим способом та порівняння питомих показників вартості із існуючими на сьогодні способами.

Методи досліджень: для аналізу напружено-деформованого стану моделі сталезалізобетонного мосту використано класичні методи будівельної механіки, опору матеріалів, статистичний метод обробки даних моделювання.

Апробація результатів магістерської роботи

Основні результати магістерської кваліфікаційної роботи доповідалися на ІІІ науково-технічній конференції підрозділів ВНТУ, Вінниця, 17 травня 2023 року.

Публікації.

За матеріалами магістерської кваліфікаційної роботи опубліковано дві друкованих праці [1, 38]:

1. Стінський О.В. Порівняння ефективності методів реконструкції сталезалізобетонних однопролітних мостів. В.О. Попов, О.В. Войцехівський, О.В. Стінський Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник. Вінниця, ВНТУ, 2023-1. С. 20 – 28. [1].

2. Стінський О.В. Інженерний досвід обстеження існуючих сталобетонних автодорожніх мостів / В.О. Попов, О.В. Стінський // [Електронний ресурс] Тези доповіді на ЛІІ науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (2023) ВНТУ – Електрон. текст. дані. – 2023. Режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2023/paper/view/17685/14733> [38]

Стаття, що подана до редакції та готується до публікації:

- Попов В.О. Раціональні конструкції деформаційних швів для балочних мостів В.В. Попов, О.В. Стінський, М.Я. Жиловський // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник. Вінниця, ВНТУ, 2023-2

РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТОВИХ СПОРУД

1.1 Автодорожні мости, як будівельні системи

Інженерні споруди, які дають можливість з'єднати між собою усю транспортну інфраструктуру окремої країни і цілого континенту в єдину систему, називають мостами (рис. 1). Для магістерської кваліфікаційної роботи обрано цей напрямок досліджень, оскільки із зростанням інтенсивності руху, а, також, загальної ваги вантажених перевезень, які неминуче супроводжують технічний прогрес будь-якої держави світу, постала нагальна потреба у будівництві нових та відновленні вже існуючих мостів. Це, у подальшому, забезпечить безперервний та безперешкодний рух пішоходів та транспорту.

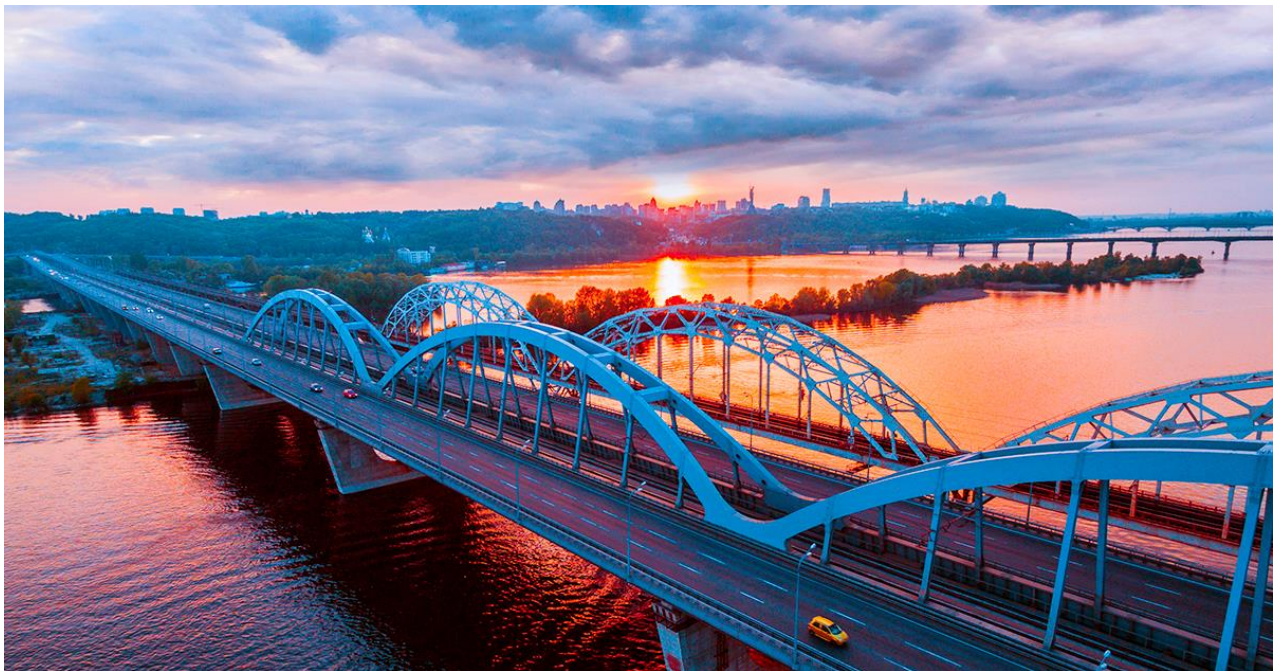


Рисунок 1.1 – Загальний вигляд сталезалізобетонної мостової споруди з несучими арочними конструкціями

Згідно з сучасними державними будівельними нормами України, встановлюються правила проектування нових і реконструкцію існуючих постійних мостів і труб:

- мостів і труб, розташованих на залізницях колії 1520 мм, розрахованих на рух потягів із швидкістю до 200 км/год включно, лініях метрополітену та трамвая;

- мостів та труб, розташованих на автомобільних дорогах загального користування, вулицях і дорогах міст та сільських населених пунктів;

- мостів суміщених під рейковий транспорт (залізничний або метрополітену) та автомобільний; - мостів пішохідних та пішохідних тунелів під залізницями, автомобільними і міськими дорогами; - розвідних мостів (крім механізмів розвідних прогонів) [2, с. 2].

Сучасні нормативи з проектування мостів і труб не поширюються на проектування:

- мостів і труб, розташованих на залізницях, розрахованих на рух потягів більше 200 км/год;

- службових естакад і галерей будівель та промислових споруд;

- мостів і труб на внутрішніх автомобільних дорогах (які не виходять на мережу загального користування і до водних шляхів) лісозаготівельних і лісогосподарських підприємств і організацій.

Норми встановлюють принципи і загальні вимоги, якими слід керуватися при проектуванні транспортної споруди, що відповідає своєму функціональному призначенню і має такий рівень надійності, який гарантує безпечну експлуатацію протягом проектного строку служби. 1.2 За довжиною мости поділяють на:

- малі – до 25 м;

- середні – від 25 м до 100 м;

- великі – понад 100 м.

Автодорожні (у тому числі міські) мости завдовжки менше ніж 100 м, але з прогонами понад 60 м також відносяться до великих. Довжину моста

належить приймати як відстань між внутрішніми гранями шафових стінок. У випадку, коли шафові стінки відсутні, довжиною моста вважається відстань між крайніми торцями прогонових будов моста.

До позакласних віднесено мости:

- з прогонами понад 100 м;
- завдовжки понад 300 м з прогонами понад 60 м;
- завдовжки понад 500 м з індивідуальними конструкціями прогонових будов та опор;
- мости зі складними статичними схемами різних систем суміщених мостів з їздою в одному або у різних рівнях;
- мости з розвідними прогонами [2, с. 3].

1.1.1 Сучасна класифікація мостових споруд

А) Мости класифікують за такими ознаками:

- за призначенням,
- за матеріалом, з якої конструюється пролітна будова,
- за загальною довжиною,
- за шириною проїзної частини,
- за застосованому типу опор і пролітних будов,
- по виду використаного матеріалу,
- за розташуванням рівня проїзду,
- за розрахунковою схемою роботи мосту (статичною системою),
- за забезпеченістю пропуску високих вод і льодоходу,
- за характером перетину перешкоди [3].

Б) За призначенням розрізняють мости:

- 1) автодорожні – для пропуску всіх видів транспортних засобів і пішоходів, що рухаються по автомобільних дорогах;
- 2) залізничні – для пропуску залізничних поїздів;
- 3) міські – для пропуску всіх видів міських транспортних засобів (автомобілів, тролейбусів, трамваїв, метро) і пішоходів;

- 4) пішохідні – тільки для пропуску пішоходів;
- 5) суміщені – для пропуску автомобілів і залізничних поїздів;
- 6) спеціальні – для пропуску трубопроводів, силових кабелів тощо [3, 8].

В) За матеріалом пролітної будови мости бувають:

- з залізобетону;
- з дерева;
- з каменю;
- зі сталі, алюмінію чи інших металів та сплавів;
- полімерні;
- комбіновані, в тому числі, сталі залізобетонні [3, 8].

Г) За загальною довжиною мости бувають:

- завдовжки до 25 м, – малі;
- від 25 до 100 м – середні;
- завдовжки більше 100 м – великі. Мости довжиною менше 100 м, у

яких хоча б один з проліт більше 60 м, також, відносяться до великих мостів.

- - позакласні. До таких споруд відносять мости довжиною більше 500 м або якщо один з прольотів більше 150 м. Це унікальні споруди, як правило, вантові, підвісні, рамні або арочні мости з чотирма і більш смугами руху [3].

Д) За шириною проїзної частини розрізняють мости з однаковою або різною кількістю смуг руху в обох напрямках. Кількість смуг руху залежить від категорії дороги або магістралі, на яких знаходиться міст. Загальна кількість смігможе складати від двох до восьми.

Е) За типом опорних систем розрізняють мости [3]:

- на жорстких опорах (рис. 1.2, а, б). Ці мости передають навантаження від пролітної будову на ґрунт через конструкції фундаментів. До переваг таких споруд слід віднести малі осідання опор з часом;

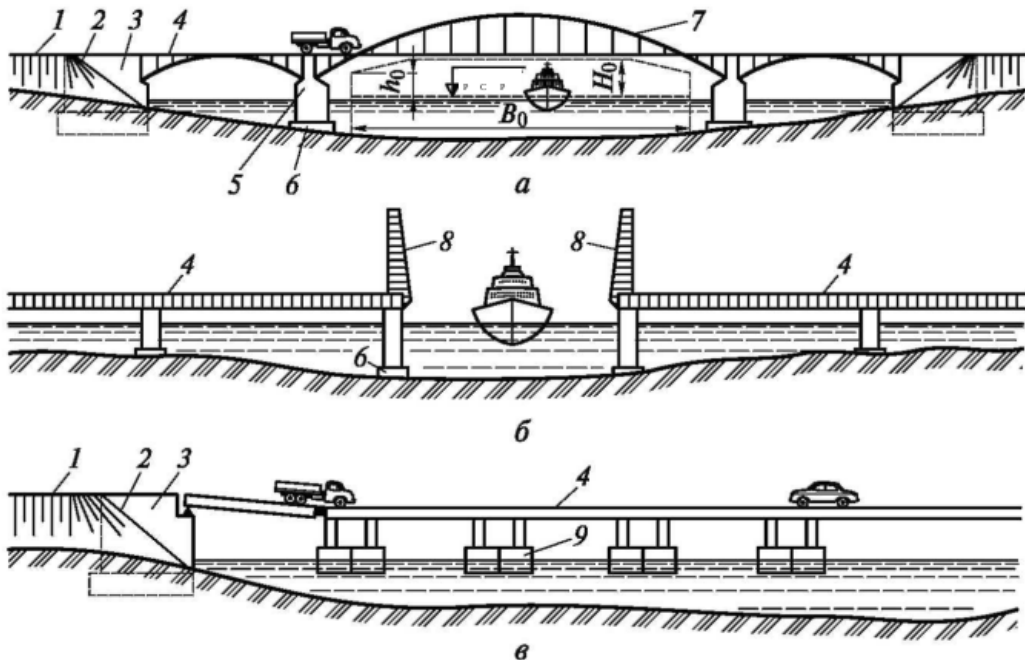
- на плавучих опорах (понтонні мости), (рис. 1.2, в). Ці мостові споруди передають навантаження безпосередньо на водну поверхню. Розрізняють наплавні мости на понтонах або мости на опорних баржах. До недоліків таких

сопруд відносять значні горизонтальні зміщення та вертикальні осідання. Рівень проїзної частини мостів залежить від рівня води, який постійно змінюється.

Ж) За типом взаємного положення пролітної будови і опор мости поділяють на:

- нерухомі мости. Пролітна будова таких споруд завжди займає по відношенню до опор незмінне положення (див. рис. 1.2, а);

- розвідні, мости, в яких для пропуску суден влаштовують спеціальний розвідний проліт (або прольоти) шляхом повороту частини пролітної будови, чи одного прольоту, відносно опор відносно горизонтальної осі у вертикальній площині (див. рис. 1.2, б). Бувають розвідні мости, у яких проліт піднімається на необхідну висоту по напрямних без повороту [3].



1 – насип підходу; 2 – конус насипу; 3 – засада; 4 – пролітна будова з їздою зверху; 5 – проміжна опора; 6 – фундамент опори; 7 – пролітна будова з їздою посередині; 8 – розвідна пролітна будова; 9 – плавуча опора наплавного моста

Рисунок 1.2 – Види мостів за типом опор і пролітних будов:

К) За рівнем розташування проїзної частини відносно опорних систем і пролітних будов мости бувають із рухом:

- по верху мостових конструкцій. Тут проїзна частина розташована над конструкціями опор пролітної будови (рис. 1.3, а);
- по низу мостових конструкцій. При цьому проїзна частина знаходиться в рівні основи пролітної споруди (рис. 1.3, б);
- по середині мостових конструкцій, коли проїзна частина знаходиться в середній по висоті частині пролітної будови (рис. 1.3, в).

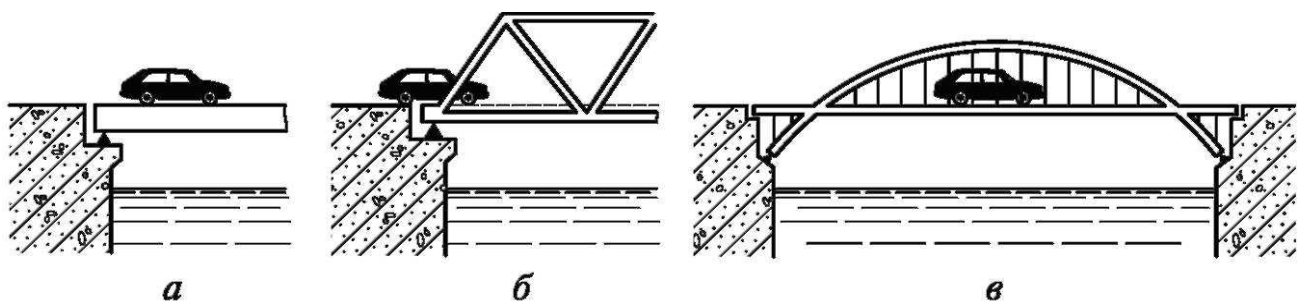


Рисунок 1.3 – Рівні розташування проїзної частини мостів:

а – їзда поверху; б – їзда понизу; в – їзда посередині

Л) За розрахунковою схемою роботи мосту (статичною системою) розрізняють мости:

- балочні розрізні та не розрізні (рис. 1.4, а), а, також, консольні мости. Пролітні будови при цьому схожі на перекриття будинків. У мостових опорах таких споруд від дії вертикальних навантажень виникають тільки вертикальні опорні реакції;
- аочні (рис. 1.4, б), рамні (рис. 1.4, в), підвісні (рис. 1.4, г) мости. В таких спорудах при дії вертикальних навантажень виникають похилі за напрямком. Горизонтальна складова таких реакцій називається розпором;
- комбіновані системи, в яких поєднуються системи перших двох груп, при цьому способи таких поєднань різноманітні [3, 8].

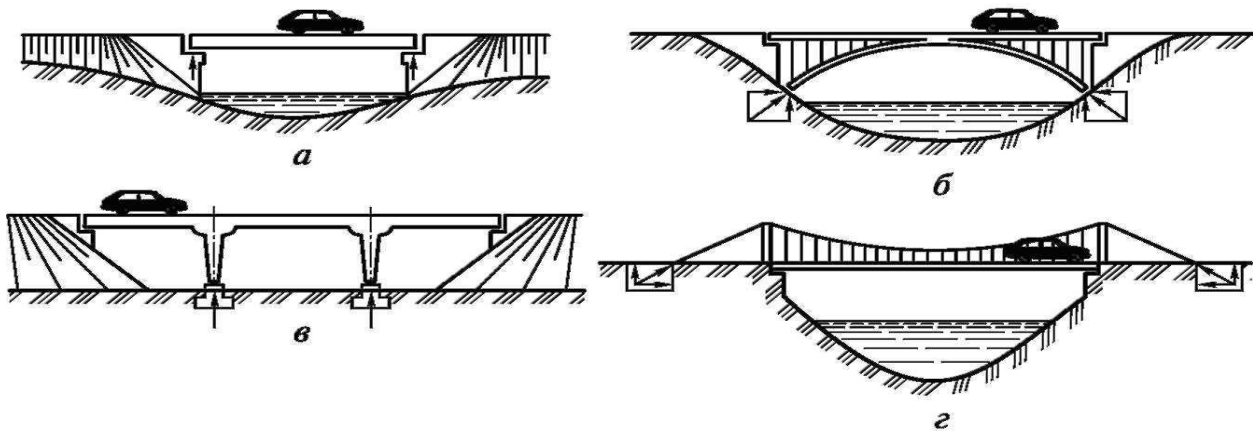


Рисунок 1.4 – Основні конструктивні системи (схеми) мостів: а – балочна;
б – арочна; в – рамна; г – підвісна

М) За розташуванням пролітних будов відносно горизонту водної поверхні:

- висоководні мости. Пролітні будови таких мостів знаходяться над рівнем річки, озера чи моря, на відмітці, що забезпечує пропуск паводкових вод і льодоходу;

- низьководні тимчасові мости. Пролітні будови цих споруд можуть затоплюватись при проході високих вод;

- підводні мости. Пролітні будови таких споруд розташовуються під водою на глибині, що забезпечує рух автомобілів убрід. Підводні мости застосовуються з метою забезпечення скритності їх положення і підвищення їх живучості на час військових дій.

Н) За значенням автомобільні дороги, на яких збудовано мостову споруду, мости бувають:

- мости на дорогах приватних територій;
- мостит на відомчих (технологічних) дорогах;
- мости на вулицях міст та інших населених пунктів;
- мости на дорогах загального користування державного та місцевого значення [3].

1.1.2 Область застосування мостових споруд

Автомобільні дороги, пролягаючи по різноманітній місцевості, перетинаються між собою або із залізницями, а також з різними перешкодами: ярами, ущелинами, гірськими хребтами, струмками, річками, озерами, морськими затоками і протоками. У цих ситуаціях для забезпечення безперешкодного руху на дорогах будують різні споруди: труб, мостові споруди, тунелі, галереї, балкони і підпірні стінки.

Мостові споруди (рис. 1.5) використовуються для пропуску доріг над водними перешкодами, ущелинами, ярами і над іншими дорогами.

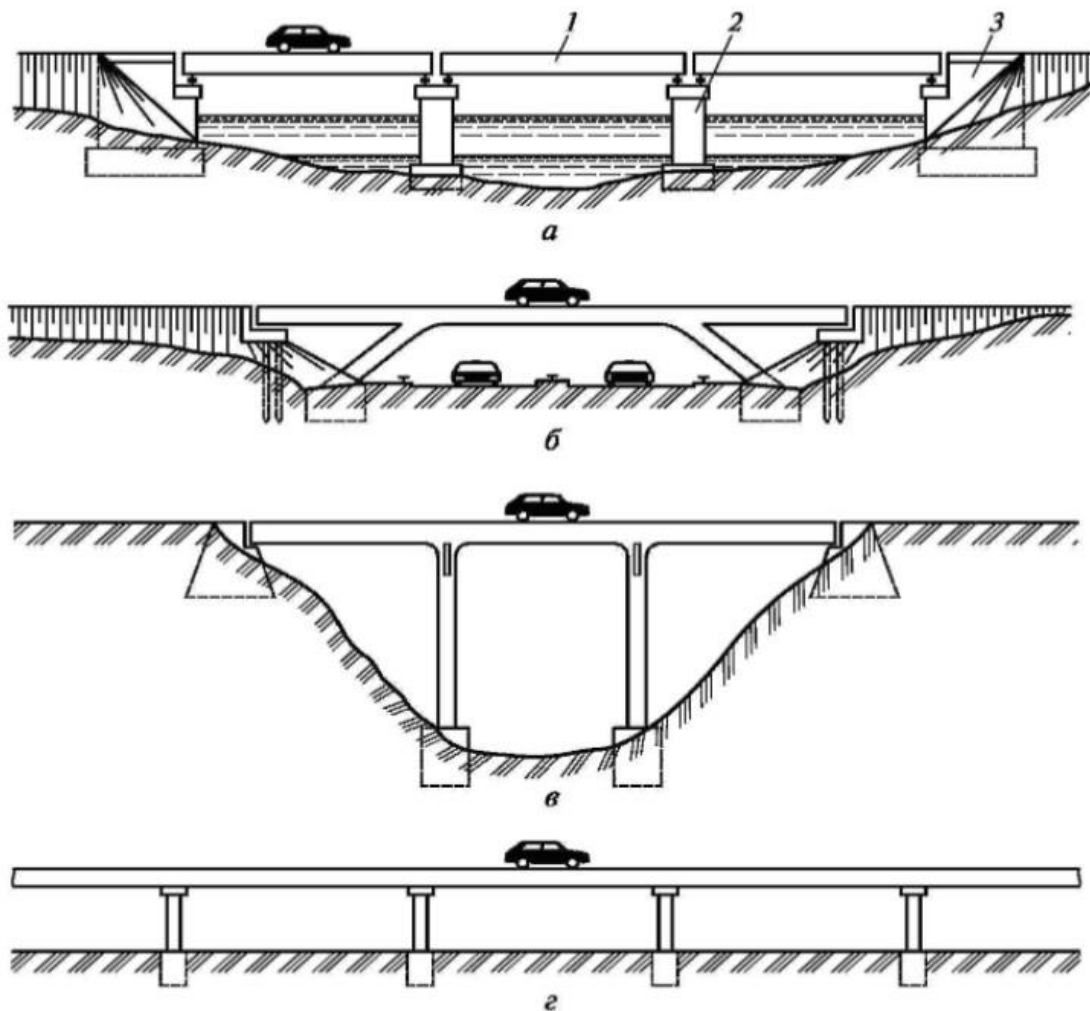


Рисунок 1.5 – Види мостових споруд: а – міст, б – шляхопровід, в – віадук, естакада; 1 – прогонова будова, 2 – проміжна опора; 3 – берегова опора

На відміну від труб вони перекривають земляне полотно дороги своїми конструкціями, що складаються з пролітних будов і опор. При цьому пролітні будови перекривають простір між опорами, сприймають навантаження від транспортних засобів, що переміщаються по них, і передають його і власну вагу на опори. Опори сприймають зусилля від пролітних будов і передають їх через фундаменти на ґрунти основи. Різновидом мостових споруд є власне мости (рис. 1.5, а), шляхопроводи (рис. 1.5, б), віадуки (рис. 1.5, в), акведуки і естакади (рис. 1.5, г) [4].

Як правило, мости складаються з прогонових конструкцій і опор. Прогонові конструкції служать для прийняття навантажень і передачі їх опорам, на них може розташовуватися проїжджа частина, пішохідний перехід, трубопровід тощо. Опори переносять навантаження з прогонових конструкцій на основу моста.

Прогонові конструкції складаються з тримальних конструкцій: балок, ферм, діафрагм (поперечних балок) і власне плити проїжджої частини. Статична схема прогонових конструкцій може бути арковою, балковою, рамною, вантовою або комбінованою; вона визначає тип моста за конструкцією. Зазвичай прогонові конструкції прямолінійні, проте у разі необхідності (наприклад, при будівництві естакад і дорожніх розв'язок) їм надають складну форму: спіралеподібні, кільцеві тощо. Форми опор також можуть бути найрізноманітнішими. Проміжні опори називаються биками, берегові — устоями. Останні служать для з'єднання моста з підхідними насипами.

Матеріалами для спорудження мостів слугують метал (сталь і алюмінієві сплави), залізобетон, бетон, природний камінь, дерево, мотузки [5].

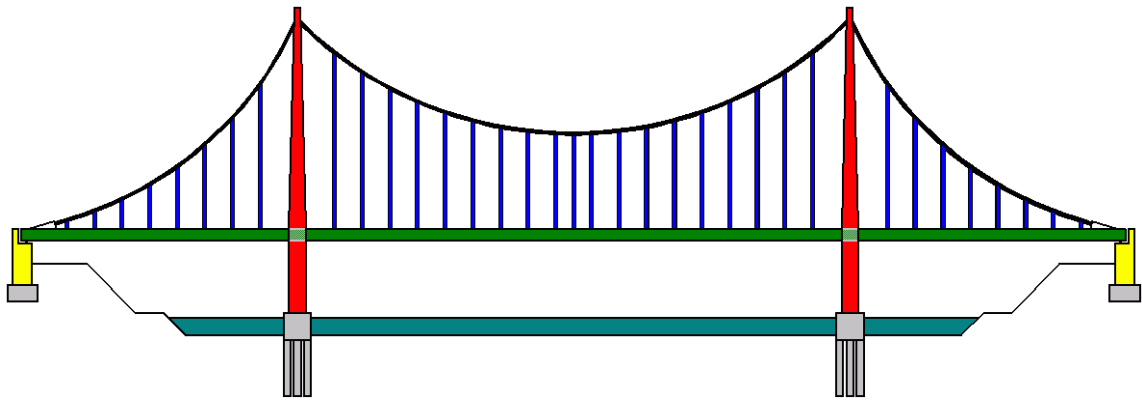


Рисунок 1.6 – Конструктивна схема підвісного моста

1.1.3. Історичний екскурс з проектування автодорожніх мостів. Світова та вітчизняна практика (стисло згадати найбільш відомі споруди)

Міст є однією із найдавніших інженерних споруд людства.

Примітивні мости, що являли собою перекинуту через струмок колоду (такі мости називають кладками), існували в далекій давнині. Пізніше як матеріал почали використовувати камінь. Перші подібні мости почали будувати в епоху рабовласницького суспільства. Спочатку з каменю робили тільки опори моста, але потім і вся його конструкція стала кам'яною.

Великих успіхів у кам'яному мостобудуванні домоглися древні римляни (рис. 1.7), які застосовували склепінчасті конструкції як опори і використовували цемент, секрет якого був втрачений в Середньовіччі, але потім відкритий заново.

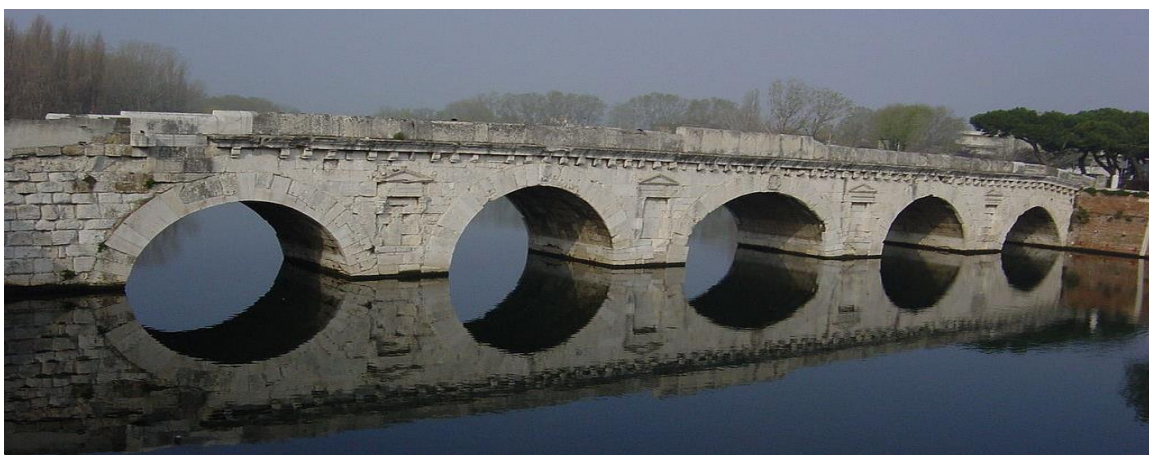


Рисунок 1.7 Давньоримський міст Понте де Тіберіо в Ріміні

Мости (точніше, акведуки) використовувалися для забезпечення міст водою. Римський історик Секст Юлій Фронтин писав про те, що акведуки — головні свідки величі Римської імперії. Деякі давньоримські мости слугують і донині [6].

У Середньовіччі розростання міст і бурхливий розвиток торгівлі викликали необхідність у великій кількості міцних мостів. Розвиток інженерної думки дозволив будувати мости з ширшими прогонами, пологими склепіннями і менш широкими опорами. Найбільші мости того часу сягають у прогоні більше 70 метрів.

Слов'яни замість каменя використовували переважно дерево. «Повість врем'яних літ» повідомляє про будівництво моста в Овручі в 10 столітті.

У 12 столітті в Києві з'явився наплавний міст через Дніпро. У той час найпоширенішими на Русі були аркові дерев'яні мости. У той самий час у інків набувають поширення мотузкові мости, що являють собою найпростішу форму підвісних мостів.

У 16 і 17 століттях з'явилася необхідність в більших мостах, які могли б пропускати великі кораблі. У 18 столітті висота прогону мостів становить понад 100 м. Нереалізованим залишився проект дерев'яного одноаркового мосту через Неву довжиною 298 м, створений І. П. Кулібіним. З кінця 18 століття для будівництва застосовується метал [6].

Перший металевий міст побудований у Колбрукдейлі, Велика Британія на Северні 1779 року. Висота його прогону становила близько 30 м, перекриття являли собою чавунні арки (рис. 1.8).

В 19 столітті поява залізниць спонукала до створення мостів, здатних витримувати значні навантаження, що стимулювало розвиток мостобудування. Поступово як основні матеріали затверджуються сталь і залізо. Густав Ейфель 1877 року побудував арковий міст з литого заліза через річку Дору в Португалії. Висота прогону цього моста склала 160 м.



Рисунок 1.8 – Залізний міст — перший у світі арковий міст, виготовлений із заліза (чавуну), Велика Британія.

У 20 столітті мости почали будувати також із залізобетону. Цей матеріал вигідно відрізняється від сталі тим, що не вимагає регулярного фарбування. Залізобетон застосовувався для балкових прогонових конструкцій до 50 м, арочних — до 250 м. Продовжує застосовуватися і метал, в 20 столітті побудовані великі металеві мости: балковий через річку Святого Лаврентія в Канаді (довжина прогону 549 м), через протоку Кілл-ван-Кілл в США (503,8 м), а також міст «Золоті ворота» у Сан-Франциско, США (довжина головного прогону — 1 280 м).

Найбільші мости сучасності, в тому числі найвищі у світі — Віадук Мійо (найвищий у світі транспортний міст) і Міст Акасі-Кайкьйо (довжина головного прогону 1991 м). Вони відносяться відповідно до вантових і підвісних мостів (підвісні прогонові конструкції дозволяють перекривати великі відстані) [6].

Багато мостів є видатними пам'ятниками архітектури та інженерного мистецтва. У деяких містах, таких як Прага, мости — невід'ємна частина міської архітектури. У класичному стилі виконано більшість давньоримських мостів: майже позбавлені декору, вони, тим не менше, за рахунок своєї масивності і виразної архітектоніки створюють відчуття міцності і надійності (міст Алькантара на річці Тахо, Іспанія).

У Середні віки двома переважаючими типами стали мости з напівциркульними (або круговими) арками і мости зі стрілчастими арками. Перший тип ґрунтувався на римській традиції, другий запозичений зі східної архітектури і незабаром втратив популярність, оскільки невиправдано збільшував висоту мосту. Ще одним явищем в середньовічному мостобудуванні стали мости-вулиці, що з'явилися в усіх великих європейських містах (наприклад, Понте Веккіо у Флоренції) (рис. 1.9).

В Середні віки (наприкінці 14 сторіччя) мости починають декорувати. Як приклад, можна згадати оформлений в готичному стилі Карлів міст у Празі (рис. 1.10) [6].



Рисунок 1.9 – Міст Понте Веккіо в Італії

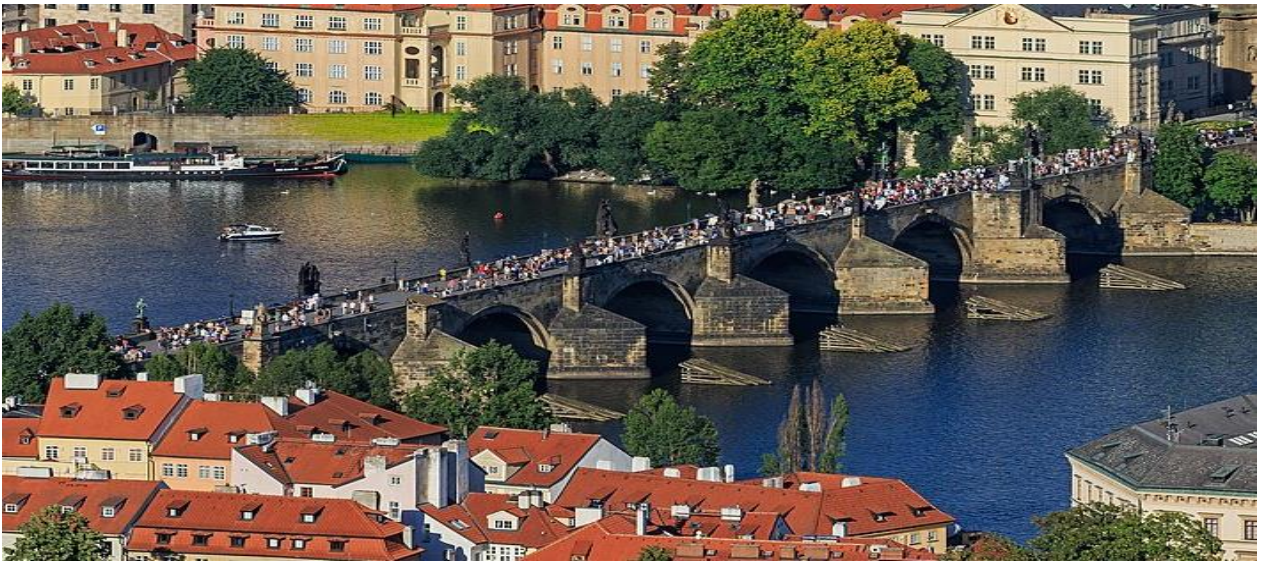


Рисунок 1.10 – Карлів міст у Празі.

Вдосконалення техніки мостобудування в добу Відродження дозволило значно збільшити співвідношення товщини склепіння до висоти прогону. Завдяки цьому мости стали вищими, а їх конструкції легшими [4]. Удосконалюється конструкція кам'яних мостів — з'являються круглі і коробові склепіння (Новий міст в Парижі). В цілому ж простежується тенденція до наслідування античної архітектури. Трохи пізніше з'явилося бароко, яке тяжіло до динамічних композицій і пишного декору. Широко відомий бароковий Міст Зітхань у Венеції (рис. 1.11).

Також, до найбільш відомих мостових споруд можна віднести Тауерський міст — розвідний міст через Темзу в Лондоні, Велика Британія, відкритий 1894 року. Знаменитий завдяки двом баштам заввишки 65 м кожна, встановлених на устоях (рис. 1.12).



Рисунок 1.11 – Бароковий Міст Зітхань у Венеції.

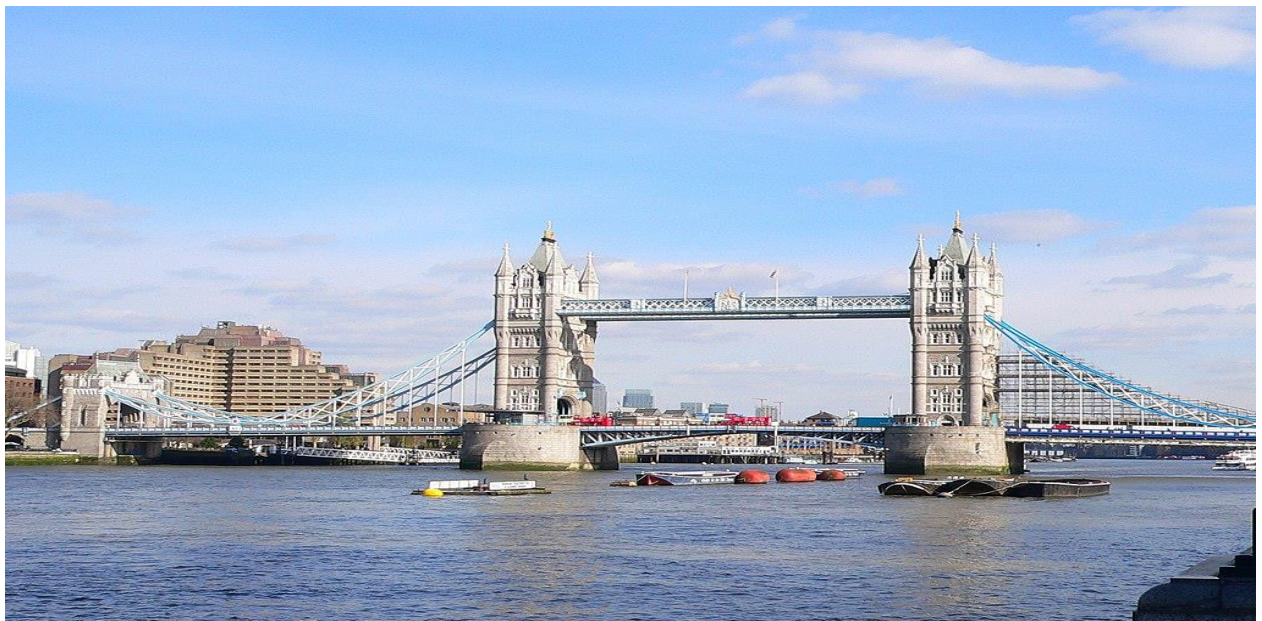


Рисунок 1.12 – Тауерський міст в Лондон

Міст через затоку Ханчжоувань (2008 рік) — найдовший (36 км) трансокеанський міст у світі, покликаний скоротити шлях з Шанхаю до промислової зони Нінбо з 400 до 80 км (рис. 1.13) [6].



Рисунок 1.13 – Міст через затоку Ханчжоувань

Наша держава, також, славиться давньою історією мостобудування. Серед яких слід особливо відзначити:

А) Старий австрійський міст

Це один з найбільших кам'яних мостів світу. Віадук у Ворохті поправу вважається найстарішим мостом України.

Цей залізничний кам'яний арковий міст через річку Прут збудували ще за часів Австро-Угорської імперії у 1895 році. На будівництві працювали полонені італійські солдати, а також наймані робітники з-поміж іноземців та тутешніх жителів.

Віадук у Ворохті має 130 метрів в довжину, ширина центральної арки становить 65 метрів. У 2000 році поряд був побудований новий міст, по якому тепер і їздять залізничні склади. Старий Австрійський вже не функціонує і отримав статус пам'ятника історії (рис. 1.14) [7].



Рисунок 1.14 – Старий австрійський міст у смт. Ворохта, Івано-Франківська область.

Б) Південний міст

Це найвищий міст України, який є справжньою окрасою столиці. Він з'єднує лівий і правий береги міста, є одним зі складових цілого комплексу, що містить в собі ще й автомобільну розв'язку проспекту Бажана, 6 автомобільних смуг і тротуарів для пішоходів.

Південний міст – триразовий чемпіон міста Києва серед інших мостів столиці: за параметрами ширини, висоти і довжини. Щодня він пропускає понад 90 000 різних автомобілів (рис. 1.15).



Рисунок 1.15 – Південний міст, м. Київ

В) Інгульський розвідний міст

Це один з найбільших розвідних мостів у Європі. Довжина Інгульського моста становить 422 метрів. На ширині 18,5 метрів вдалося розмістити чотири автомобільні смуги та два тротуари завширшки 2,25 метра, а також тут прокладено тролейбусну лінію. Розвідна частина становить 76 метрів [7].



Рисунок 1.16 – міст м. Миколаїв

Міст відкрили у 1981 році, його спорудили, щоб об'єднати центр міста з мікрорайоном Соляні. А будували його аж 7 років! Розвідна конструкція Інгульського моста необхідна для того, щоб пропускати кораблі і судна, які виходять з суднобудівного заводу.

Г) Мерефо-Херсонський міст

Мерефо-Херсонський міст – це залізничний міст, який є справжнім пам'ятником інженерної архітектури.

Його планували побудувати ще до революції 1917 року, але громадянська війна внесла свої корективи. Тільки у 1929 році рішення про будівництво було ухвалено вдруге. Розпочали зведення мосту у 1931 році під керівництвом М. Колоколов, який запропонував вперше в історії мостобудування застосувати монолітний залізобетон [7].



Рисунок 1.17 – міст, м. Дніпро

Загальна довжина споруди складає 1627 метрів. Цікаво, що ширина Дніпра в цьому місці – 1250 метрів. Під час Другої світової війни міст зазнав чимало пошкоджень, однак згодом його відновили.

Д) Плебанівський віадук

Цей дивовижний міст-віадук знаходиться на Терехівщині, біля села Плебанівка. Міст будували італійські архітектори понад 120 років тому. Складається він з величезних 9-ти арок. Він, до речі, зовсім не змінився з того часу, його й зараз використовують за призначенням [7].



Рисунок 1.18 – міст село Плебанівка, Тернопільська область

Е) Замковий міст

Замковий міст у Кам'янці-Подільському є пам'яткою національного значення та вважається одним з семи чудес міста. Вперше в документах про міст згадується ще у 1494 році. Згідно з гіпотезою архітекторів-реставраторів, міст зводили римляни на початку 2 століття. Грунтуючись на цих здогадках, міст включили до “Книги рекордів України” як найстаріший. Крім того, він єдиний у світі не з'єднує два протилежні береги, а стоїть за течією річки.

Міст ще називають Турецьким, адже у 17 столітті саме турки володіли ним 27 років. Деякі дослідники навіть вважали, що міст побудували турки.



Рисунок 1.19 – міст м. Кам'янець-Подільський

Ж) Міст чотирьох євангелістів

Це один з найунікальніших мостів, який знаходиться у мальовничому парку графа Шенборна у Закарпатській області.

Міст побудований у стилі бароко для якого була властива пишність форм і незвичайність стильового рішення. Поруччя прикрашають фігури чотирьох євангелістів – Матвія, Марка, Іоанна і Луки. Вони розміщені з обох сторін конструкції моста [7].



Рисунок 1.20 – міст село Тур'я Пасіка, Закарпатська область

1.1.4 Сучасні нормативні документи з проектування автодорожніх мостів

Сучасними нормативними документами з проектування автодорожніх мостів є Державні будівельні норми (ДБН), затверджені Мінінфраструктури України, постанови та розпорядження Кабінету Міністрів України а також накази органів виконавчої влади.

Дані документи затверджують Правила виготовлення проектно-кошторисної документації, експлуатації штучних споруд на вулицях і дорогах населених пунктів і рекомендовані для виконання усім організаціям незалежно від їх відомчої належності та форм власності, які експлуатують зазначені об'єкти.

Згідно вищевказаних нормативних актів встановлено, що основними параметрами мостів є: вантажопідйомність, довжина, габарит проїзної частини і тротуарів, підмостовий габарит, кількість прогонів та їхні довжини, величини розкриття деформаційних швів, а також визначені граничні допустимі значення цих параметрів та їх зношення у процесі експлуатації [8].

Експлуатація мосту - це комплекс заходів, проведених на мосту з метою забезпечення на ньому безперебійного і безпечного руху транспорту та пішоходів протягом всього терміну служби.

Експлуатація містить у собі:

- постійні огляди;
- поточний ремонт;
- періодичні огляди;
- спеціальні обстеження.

Технічний стан мостів характеризується дефектами окремих конструкцій. Несуча здатність споруди напряму залежить від кількості і виду дефектів.

Причини виникнення дефектів:

- дефекти проектувальників;
- дефекти будівництва;
- дефекти, утворені в результаті впливу навколишнього середовища;
- дефекти, утворені в результаті пропуску наднормативних навантажень;
- дефекти, утворені в результаті відсутності служб експлуатації [8].

1.2 Основи розрахунку міцності автодорожніх мостів

Згідно з вимогами чинних норм мостову споруду треба запроектувати так, щоб за умови відповідності проекту і при виконанні правил утримання її складові елементи мали протягом проектного строку служби надійність не нижче від нормованої.

Споруда має залишитися придатною до функціонування, спроможною витримувати всі навантаження та впливи, які регламентовано відповідними стандартами і які можуть виникати в процесі спорудження та експлуатації.

Для мостів за економічними, соціальними і екологічними наслідками їх відмов згідно з ДБН В.1.2-14:2018 [9, с. 9-10] встановлено три класи відповідальності. Клас відповідальності враховується введенням коефіцієнта надійності $\gamma_r = 0,95 \dots 1,05$, величину якого слід приймати за цими нормами, якщо інше не передбачено замовником [2, с. 3].

Вимоги надійності будуть задовольнятися, якщо споруда та її елементи будуть запроектовані згідно з правилами цих норм, які мають за мету регламентувати процедури процесу проектування мостів і труб:

- належний вибір матеріалів, їх механічних і фізичних характеристик та коефіцієнтів надійності; - достовірність фізико-механічних властивостей ґрунту основи;
- достовірність гідрологічних впливів із заданою забезпеченістю;
- належне визначення розрахункових комбінацій навантажень та відповідних коефіцієнтів надійності на всіх етапах роботи споруди;
- застосування вірогідних розрахункових моделей;
- урахування динамічних, аеродинамічних і кліматичних впливів;
- перевірка елементів за граничними станами I та II груп;
- належне конструювання елементів споруд [2, с. 4].

Умови, за яких споруда має виконувати свої функції, розглядаються як проектні ситуації. Проектні ситуації мають бути достатньо жорсткими і передбачати обставини, які можуть виникнути при будівництві та експлуатації споруди.

Для стадії експлуатації розглянуто три типи проектних ситуацій:

- довготривалі, які відповідають умовам нормальної експлуатації;
- короткочасні, які віднесені до тимчасового стану споруди, наприклад, під час ремонту;
- випадкові, які відповідають особливим умовам функціонування споруди, наприклад, при пошкодженні одного з елементів.

Значення коефіцієнтів надійності та динамічних коефіцієнтів для мостів під автомобільний транспорт наведено в чинних нормативних документах.

Проектний строк служби – це період, протягом якого споруда за належного утримання може виконувати передбачені проектом функції, а рівень безпеки при цьому не знижується нижче показників, встановлених правилами експлуатації [2, с. 5].

Мости та їх конструктивні елементи розраховують за методикою граничних станів, дивись. Розглядаються дві групи граничних станів, за межами яких споруда або її елемент не задовольняє вимоги експлуатації: I група - за повною неможливістю експлуатації конструкцій, основ або втратою несної здатності споруди в цілому; II група - за перешкодами до нормальної експлуатації, зменшенню проектної довговічності споруди [2, с. 6].

У статично невизначених конструкціях, якими є сталезалізобетонні мости, має враховуватись перерозподіл зусиль від довготривалих процесів.

При застосуванні нових програм результати розрахунків мають бути перевірені на основі контрольних розрахунків за перевіреними програмами або за допомогою консервативних методів.

Архітектурні вимоги до мостів і труб формуються замовником в архітектурно-планувальному завданні. Для проектів мостів у містах, населених пунктах, курортних зонах, у місцях відпочинку і на магістралях загальнодержавного значення рекомендується архітектурні рішення приймати на конкурсній основі [2, с. 7].

1.3 Основи проектування автодорожніх мостів. Поняття мостового габариту

Проект розробляється з дотриманням таких умов, щоб мінімізувалися можливість руйнування мосту та втрати від ушкодження його елементів у результаті аварій транспорту, пожежі, терористичних актів і людських помилок при експлуатації.

У проектних рішеннях треба уникати або обмежувати можливості потенційних ушкоджень шляхом вибору конструктивних форм. Зменшення і контроль ризику досягаються реалізацією таких принципів [2, с. 4]:

- застосуванням конструктивних рішень, які враховували б можливість ушкодження елементів мосту внаслідок проектних помилок, аварій транспорту, людських помилок при обслуговуванні, а також у результаті терористичних актів;

- застосуванням конструктивних схем та конструкцій, які дали б змогу усунути або зменшити потенційний ризик пошкодження або руйнації елементів споруди;

- застосуванням такої статичної схеми споруди, щоб вона була мінімально чутливою до непередбачених змін при впливах і навантаженнях (наприклад, осідання ґрунту, наднормативні навантаження тощо);

- застосуванням такої конструкції та конструктивної схеми, щоб навіть при ушкодженні одного з її основних елементів (наприклад, просідання опори, руйнація розкосу або підвісу) споруда залишалась життєздатною і певний час виконувала б свої функції або, на крайній випадок, не була раптово зруйнованою;

- передбаченням можливості у майбутньому замін окремих елементів споруди; - доступністю елементів споруди до огляду та ремонту.

Габарити наближення конструкцій мостів для пропуску залізничного транспорту мають відповідати вимогам чинних норм [2, с. 10].

Ширину тротуарів на автодорожніх, міських та пішохідних мостах, у тунелях, на сходах і пандусах слід приймати в залежності від розрахункової інтенсивності руху пішоходів у годину „пік“. Ширина пішохідних смуг для споруд тунельного типу має бути не менше ніж 3 м. Для тротуарів мінімальна ширина проходу в просвіті становить 1,25 м, для пішохідних мостів - 2,0 м, а для службових проходів - 0,75 м. Ухил сходів має не перевищувати 1:2,3 при розмірі сходинок 14 см X 32 см, кількість сходинок у марші не більше ніж 12. Після кожного маршу обов'язкове влаштування площадки завдовжки не менше ніж 1,5 м. Уздовж сходів слід обов'язково влаштовувати пандуси для дитячих та інвалідних візків. Пандуси належить влаштовувати на всіх пішохідних переходах завширшки не менше ніж 1 м (додатково до мінімальної ширини сходів),

На автодорожніх мостах поза населеними пунктами мають бути передбачені службові проходи.

Габарити та місце розташування велосипедних доріжок визначаються у завданні на проектування [2, с. 10].

1.3.1 Розрахунки споруд на силові впливи

Несучі конструкції і основи мостів і труб необхідно розраховувати на дію постійних навантажень і несприятливих комбінацій тимчасових навантажень, зазначених у розділі 2 ДБН В. 1.2-15, якщо інше не обумовлене завданням. Розрахунки слід виконувати за граничними станами відповідно до вимог Норм.

Тимчасові навантаження від рухомого складу (транспортних засобів) залізниць і автомобільних доріг у випадках, які передбачено чинними нормами, слід вводити до розрахунку з відповідними динамічними коефіцієнтами та коефіцієнтами надійності [10, с. 15].

При врахуванні одночасної дії на споруди двох або більше тимчасових навантажень розрахункові значення цих навантажень слід приймати з відповідними коефіцієнтами комбінацій.

Величини розрахункових факторів (напружень і деформацій), що визначаються в елементах конструкцій при розрахунках споруд на стадії експлуатації і монтажу, а також у монтажних елементах або блоках при їх виготовленні і транспортуванні, мають не перевищувати граничні величини, встановлені нормами з проектування відповідних конструкцій мостів і труб.

1.4 Сталобетонні мостові споруди. Огляд

Популярність залізобетонних мостів пояснюється численними перевагами. Такі капітальні споруди наділені всіма перевагами залізобетону, такими як міцність, стійкість до будь-якого типу впливів, невибагливістю до відходу на відміну від сталевих споруд. Правильне проектування і якісне виконання всіх стадій будівництва мінімізують витрати по утриманню залізобетонної конструкції. Залізобетонні мости мають одну головну особливість - невисокий витрата металу в порівнянні зі сталевими виробами [11, 12].

1.4.1 Види сталевих і сталезалізобетонних мостів

Найбільш характерними основними системами сталевих і сталезалізобетонних прогонових будов, здійснених у великих автодорожніх і залізничних мостах, є: балкові розрізні, балкові нерозрізні, консольні, арочні, об'єднані, рамні, вантові, висячі [13 с. 60, 14].

1.4.2 Балкові розрізні прогонові будови

Сталеві балкові розрізні прогонові будови балочно-розрізних систем є типовими індустріальними будівельними конструкціями з елементів повної заводської готовності. Прогонові будови завдовжки 33 — 110 м балочно-розрізний системи відносяться до найбільш масових типових конструкцій, що застосовуються в мостах під залізницю.

Найбільш раціональні балкові болтозварні прогонові будови зі зварними заводськими сполуками і монтажними сполуками на високоміцних болтах, що забезпечує економію сталі і зменшення трудомісткості монтажу. У залізничних мостах з їздою поверху застосовують, в основному, типові сталезалізобетонні прогонові будови з баластними мостовим полотном [13, 14].

1.4.3 Балкові нерозрізні прогонові будови

Сталеві прогонові будови балочно-нерозрізних систем з гратчастими фермами отримали широке застосування в мостах під залізницю. У вітчизняному мостобудуванні розроблені і впроваджені типові нерозрізні болтозварні прогонові будови з прольотами до 154 м.

Сталеві прогонові будови з коробчатими; головними балками нерозрізний системи отримали велике поширення в мостах під автодорожню навантаження. Проліт для мостів такого типу — 300 м досягнутий при будівництві мостового переходу через бухту Гуанабара між міст і Ріо-де-Жанейро і Ниттерой (Бразилія) [14].

1.4.4 Консольні сталеві мости

Консольні сталеві мости з гратчастими фермами силу своєї величезної вартості і неестетичного вигляду не отримали широкого розповсюдження.

До найбільш великих споруд цієї системи належать мости через р. Св. Лаврентія в Квебеку (Канада) з прольотом 549 м, через Фортський затоку в Шотландії з двома прольотами по 521 м і через гавань у Осака (Японія) з прольотом 510 м [14].

1.4.5 Сталеві арочні мости

Сталеві арочні мости застосовуються відносно рідко. Максимальний розмір прольоту склав 504 м на мосту через затоку Кіл-ван-Кул в Нью-Йорку (США) і 503 м на мосту в Сідней (Австралія) [14].

1.4.6 Рамні та комбіновані металеві мости

В сучасних металевих автодорожніх і міських мостах часто знаходять застосування рамні і комбіновані системи прогонових будов, утворені шляхом об'єднання декількох простих систем. Найчастіше комбіновані системи утворюють, поєднуючи балки або ферми з аркою, додатковим полігональним поясом, шпренгелем або окремими додатковими елементами.

Деякі види комбінованих систем мають суттєві техніко-економічні переваги, які полягають у меншій витраті на них металу порівняно з простими балковими системами, або в забезпеченні більшої їх жорсткості. У більшості випадків комбіновані системи мають архітектурні переваги і тому їх застосовують у міських мостах [14].

До найбільш цікавим мостах рамних і комбінованих систем, побудованими мостостроительними організаціями, слід віднести:

- міст через річку Смотрич у Кам'янці-Подільському з прольотом 179 м,
- міст через озеро Арпу в Джермуке з прольотом 120 м,
- міст через старе русло р. Дніпра у Запоріжжі з прольотом 200 м.

Велика крутильна жорсткість коробчатих головних балок дозволила ефективно використовувати їх для криволінійних у плані мостів і розробити та запровадити абсолютно нову незвичайну форму прогонових будов з тільки однією несучою балкою коробчатого перерізу по осі проїзду (наприклад, естакада через шлюзи Дніпрогесу в Запоріжжі) [14].

1.4.7 Вантові металеві мости

Вантові системи є новими прогресивними конструкцій та металевих прогонових будов, що дозволяють найбільш економічно перекривати прольоти 600 м і більше. Розмір прольоту, склав 300 м при однопилонній схемою на мосту через р. Дніпро в Києві. Проліт 404 м перекритий двухпилонною вантовою схемою на мостовому переході через гирло р. Луари в Сен-Назері (Франція) [14].

1.4.8 Висячі мости

У висячих мостах системи застосовуються рекордно великі прольоти. Наприклад, проліт 1298 м має міст через затоку Верразано-Нерроуз (США). Будівництво висячих мостів великих прольотів є особливістю американського мостобудування.

Це пояснюється специфічністю географічного розташування багатьох найбільших американських мостів, які виникли або в гирлах глибоководних річок, що впадають в океан, або на березі океанських заток [14].

Велика глибина річок, інтенсивне судноплавство великогабаритних океанських суден, важкі ґрунтові умови робили висячі мости з унікальними по своїй довжині прольотами найбільш доцільними і економічно виправданими.

До числа найбільших висячих мостів відносяться:

Міст Золоті Ворота в Сан-Франциско (США) з прольотом 1281 м (фото нижче)

Міст ім. Вашингтона через р. Гудзон в Нью-Йорку (США) з прольотом 1068 м (мал.17)

Міст через Фортський затоку у Великобританії з прольотом 1006 м
Міст через р. Тахо в Лісабоні (Португалія) з прольотом 1013 м
Міст через протоку Босфор (Туреччина) з прольотом 1075 м, через
Хамбер (Англія) з прольотом 1410 м.



Рисунок 1.21 – Міст ім. Вашингтона через р. Гудзон в Нью-Йорку

Загальноприйнята система висячого мосту являє собою безперервний гнучкий кабель, що проходить по сталевим пилонам і закріпленій у анкери, закладених на берегах. До кабелю на вертикальних підвісках підвішена балка жорсткості, на яку в одному або двох ярусах спирається проїжджа частина. Балка жорсткості робиться розрізної або нерозрізний, найчастіше застосовується трьохпролітна схема, хоча побудовані і багатопрольотні мости [14].

1.5 Опис принципового конструктивного рішення сталезалізобетонного мосту

1.5.1 Основні конструктивні елементи мосту

Основні елементи мосту – опори й прогонні надбудови. Розрізняють опори берегові, які зазвичай називають стоянами, і проміжні – бики. Кожна опора сприймає навантаження від ваги прогонних надбудов і рухомого навантаження, що по них проходить. На стояни, крім того, тисне насип підходів до моста. Опори складаються з фундаменту й надфундаментної частини.

Фундаменти зводять або безпосередньо на ґрунті, або (якщо ґрунт ненадійний) на спеціальному штучному підмурівку. Матеріалом для опор слугує бетонне, залізобетонне й кам'яне мурування, в окремих випадках для верхньої частини використовують металеві конструкції. Форма й розміри опор визначаються величиною й особливостями навантажень, що передаються від прогонних надбудов, власної ваги та тиску насипу, а й також (значною мірою) умовами проходження під мостом водного потоку, льодоходу та місцевими інженерно-геологічними умовами (рис. 1.22) [14, 15, 16 с.10].

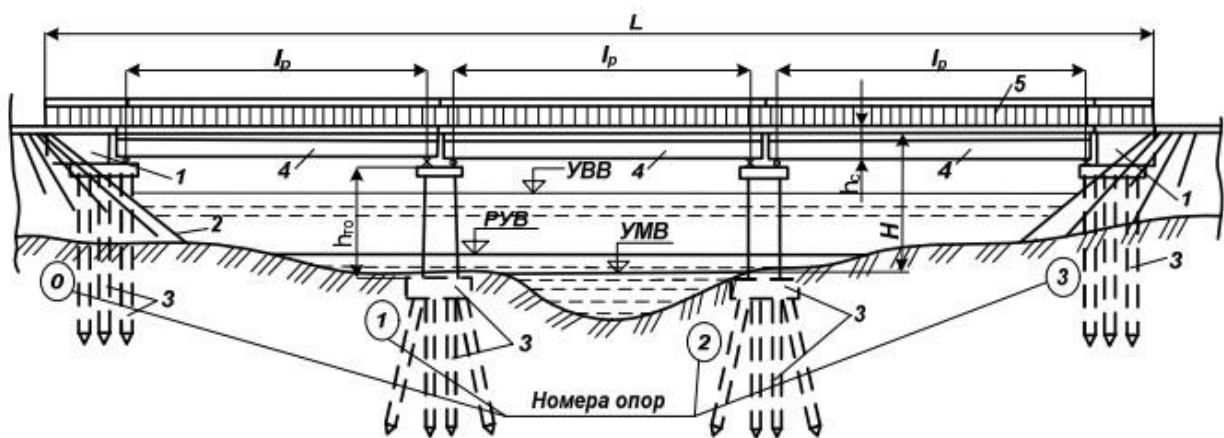


Рисунок 1.22 – Міст загальною довжиною L : 1 – берегові опори (стовпи) на пальових фундаментах; 2 – конус насипу; 3 – пальовий фундамент; 4 – прогонна надбудова із суцільними головними балками; 5 – перильні обгородження; УВВ – рівень висоти води; РУВ – робочий рівень води; УМВ – межевий рівень води

Прогонні споруди (надбудови) складаються з головних несучих елементів із суцільним перерізом, наскрізних ферм або комбінованих конструкцій. На базових несучих елементах розташовується конструкція проїжджої частини моста автодорожнього (міського) або мостове полотно залізничного моста. Головні несучі елементи (балки й ферми), з'єднують зв'язками, що забезпечують стійкість і поперечну жорсткість прогону. Основними розмірами моста та його елементів прийнято вважати:

– повну довжину (L) між задніми гранями підвалин або кінцями прогону, що межує з насипом підходів; – отвір моста, що забезпечує пропускання «високої» води, за винятком товщини опор;

– висоту (H) моста, яка обчислюється від верху проїжджої частини або підосви рейок до рівня межових вод; – будівельну висоту (h_c) – від верху проїжджої частини до низу конструкції прогонної надбудови;

– розрахунковий прогін, що в разі балкової прогононої надбудови дорівнює відстані між центрами опорних частин, на які встановлюють балки (ферми);

– розрахункова ширина прогону

– відстань між осями головних несучих конструкцій (ферм або крайніх балок);

– висота тіла опори (h_{TO}) – від верхнього майданчика до верху (обрізу) фундаменту [16 с.11-12].

Усі розміри моста та його елементів визначають під час проектування, із урахуванням місцевих інженерно-гідрогеологічних, геологічних і судноплавних умов, встановлених у процесі дослідження, а також на підставі вимог щодо очікуваної інтенсивності руху не тільки в момент проектування, а й у перспективі, відповідно до терміну використання моста. За особливостями роботи прогоннових надбудов і опор під навантаженням (тобто залежно від статичної схеми) розрізняють балкові, рамні, аркові, висні й комбіновані системи мостів. Найпоширенішими є балкові системи мостів. У них прогонні надбудови у вигляді суцільних балок або наскрізних гратчастих ферм вільно встановлені на опорні частини, через які на опори моста передаються всі вертикальні навантаження. Прогонні надбудови можуть бути простими балково-розрізними, балково-консольними (рис. 1.23, б) і балково-нерозрізними (рис. 1.23, в). У балково-розрізній системі вигин від власної ваги й рухомого навантаження одного прогону не відображається на суміжні. Такі системи застосовують переважно в малих і середніх залізобетонних і металевих мостах з прогонами до 42 м. У залізничних мостах металеві балково-розрізні гратчасті

конструкції 13 прогонних надбудов використовуються в прогонах від 33 до 158 м. Інші різновиди балкових систем, такі як балково-консольні й балковонерозрізні, відрізняються від балково-розрізних тим, що навантаження, яке діє на одній із прогонних надбудов, впливає і на сусідні. Це призводить до деякого полегшення перетинів балок або елементів ферм унаслідок одночасної роботи конструкцій декількох прогонів [16, с. 12-13].

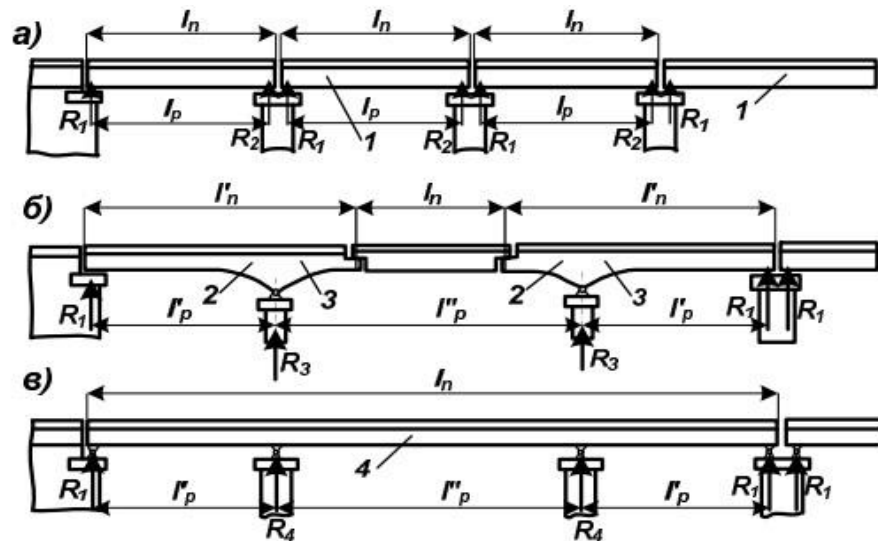


Рисунок 1.23 Балкові прогонні надбудови: 1 – розрізна з повною довжиною l_n ; 2–3 – консольно-балкова довжина l'_n (3 – консоль); 4 – нерозрізна з повною довжиною l_n ; l'_p, l''_p – розрахункові прогони; $R_1 - R_4$ – вертикальні опорні реакції

У рамних мостах прогонні надбудови жорстко з'єднані з опорами. Вигин від навантажень прогону спричиняє вигин опор, тобто на опори, крім вертикальних опорних навантажень, передається й горизонтальний опір. У мостобудуванні застосовують низку конструктивних рішень рамних систем, а саме: Т-подібні рами з опертям на їхні консолі (рис. 1.24, а), погінні балкові конструкції (рамно-погінні системи); рами зі з'єднанням суміжних консолей (рис. 1.24, б) шарнірами, розташованими в прогоні 14 (рамно-консольні системи); нерозрізні рамні системи (рис. 1.24, в). Усі ці системи застосовуються під час будівництва шляхопроводів і мостів [16, с.13].



Рисунок 1.24 – Рамні прогонні надбудови:

1 – погінні прогонні надбудови; 2 – консоль Т-подібної рами; 3 – шарніри; l_p, l'_p – розрахунковий прогін; l_k – довжина консолі; l_n – довжина погінної прогонної надбудови; R, H, M – вертикальна і горизонтальна опорні реакції, що спричиняють вигинальний момент

В аркових мостах (рис. 1.25) унаслідок дії власної ваги й рухомих навантажень, розташованих на прогонних будовах, в опорах виникають реактивні сили, які можна розглядати як рівнодіючі вертикальні й горизонтальні складники H і V . Горизонтальну силу H називають розпором. Аркові прогонні надбудови можуть бути трьохшарнірними (рис. 1.25, а), двошарнірними (рис. 1.25, б) і безшарнірні (рис. 1.25, в).

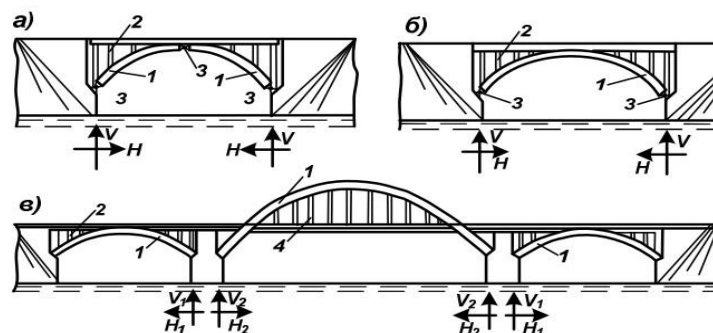


Рисунок 1.25 – Аркові прогонні надбудови:

1 – арки; 2 – надаркові рами або стояки; 3 – шарніри; 4 – підвіси

Останні зазвичай застосовують у середніх і великих мостах.

У вісних мостах прогонні надбудови (рис. 1.26, а) влаштовують у вигляді повздожньої балки (балка жорсткості), розташовуючи на ній конструкцію

проїжджої частини, підтримуваної кабелем (сталевим канатом або сталевий ланцюгом). На опорах встановлюють високі стояки, які називають пілонами, через які перекинуто канати або ланцюги, що закріплюються за кінці балок або на берегах за підвалини моста. Конструкція вісних мостів може становити вільно обвислі канати, на які за допомогою підвісок передається навантаження від балки жорсткості, або натягнуті сталеві ванти, безпосередньо закріплені до балки без підвісок. В останньому випадку прогонна надбудова називається вантовою (рис. 1.26, а). Вісні й вантові прогонні надбудови застосовують переважно в автодорожніх і міських мостах з прогонами понад 100 м. Використання канатів зі сталі високої міцності забезпечує облаштування середніх і великих прогонів висних мостів – до 1 300 м і більше[16, с. 14-15].

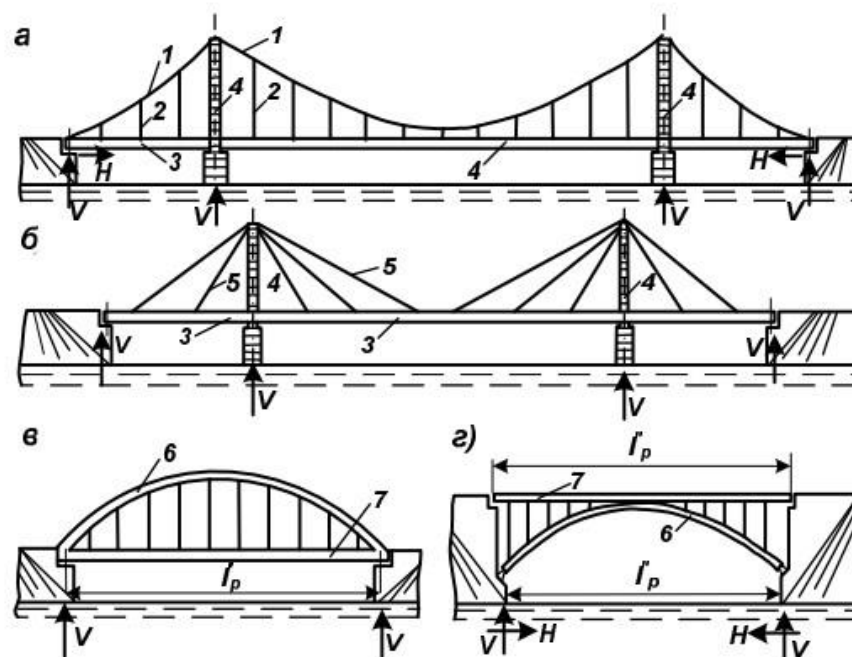


Рисунок 1.26 – Вісні та комбіновані прогонні надбудови:

1 – кабель; 2 – підвіска; 3 – балка жорсткості; 4 – пілон; 5 – ванти; 6 – арка; 7 – балка-затяжка; V, H – вертикальна й горизонтальна опорні реакції

Окрім наведених схем (систем) прогонних надбудов, застосовують також комбіновані. Наприклад, аркові, прогонні надбудови з затягуванням (рис. 1.26, в). У цьому разі горизонтальний розпір від арки сприймається балкою-

затяжкою. Застосовують також балкові конструкції з арками (рис. 1.26, г), у яких нерозрізна балкова конструкція підтримується знизу арками. Комбіновані системи можуть бути різноманітними, і під час зведення великих споруд за техніко-економічними показниками вони переважають порівняно з простими статичними системами мостів.

За місцем розташування проїжджої частини моста щодо його головних несучих конструкцій розрізняють мости з проїздом знизу, зверху (рис. 1.26, г) й посередині (див. рис. 1.25, в, середній прогін) [16, с. 16].

Балкові сталезалізобетонні прогонові будови найчастіше мають головні балки із суцільною стінкою з їздою поверху (рис. 1.28). Із наскрізних сталезалізобетонних конструкцій найбільш розповсюджені ґратчасті комбіновані прогонові будови з жорсткими поясами на рівні проїзної частини та позавузловим обпиранням на них проїзної частини. Характерними для сталезалізобетону різновидами комбінованих систем є підпружні (рис. 1.27, в) та сучасні висячі або вантові мости (рис. 1.27, г) [17].

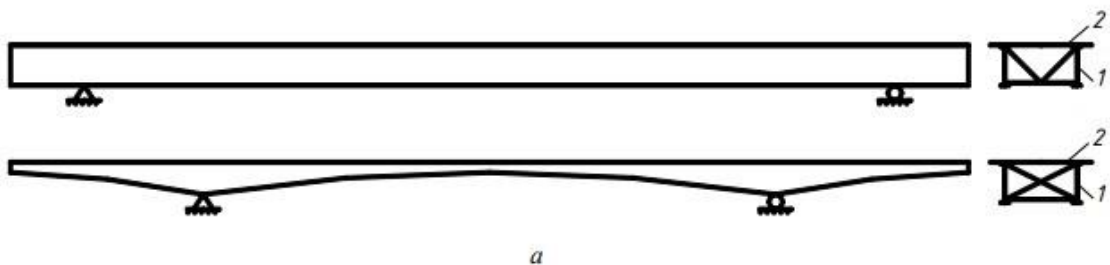
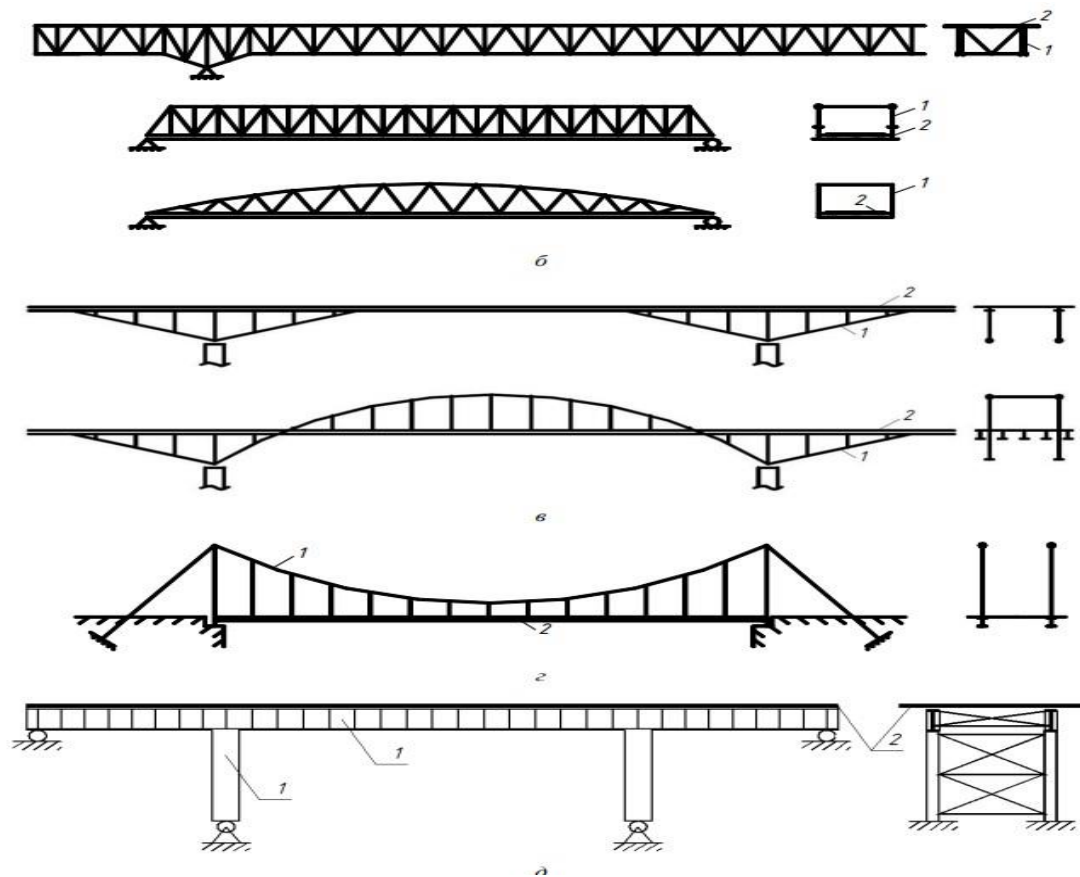


Рисунок 1.27. Сталезалізобетонні прогонові будови



а – балково-розрізні та нерозрізні з їздою поверху; б – наскрізні: гратчасті та сегментні з їздою понизу; в – підпружні та аркові з їздою поверху і посередині; г – висячі; д – рамні; 1 – сталь, 2 – залізобетон.

Рисунок 1.28. Схеми проїзних частин сталезалізобетонних прогонових будов із суцільними балками

У зв'язку з тим, що на сьогоднішній день в Україні побудовано в основному балкові сталезалізобетонні мости, а мости рамної, аркової та вантової систем зустрічаються рідше, ніжче визначено ефективність мостів тільки для прогонових будов балково-розрізної та балково-нерозрізної систем з їздою поверху та понизу [17].

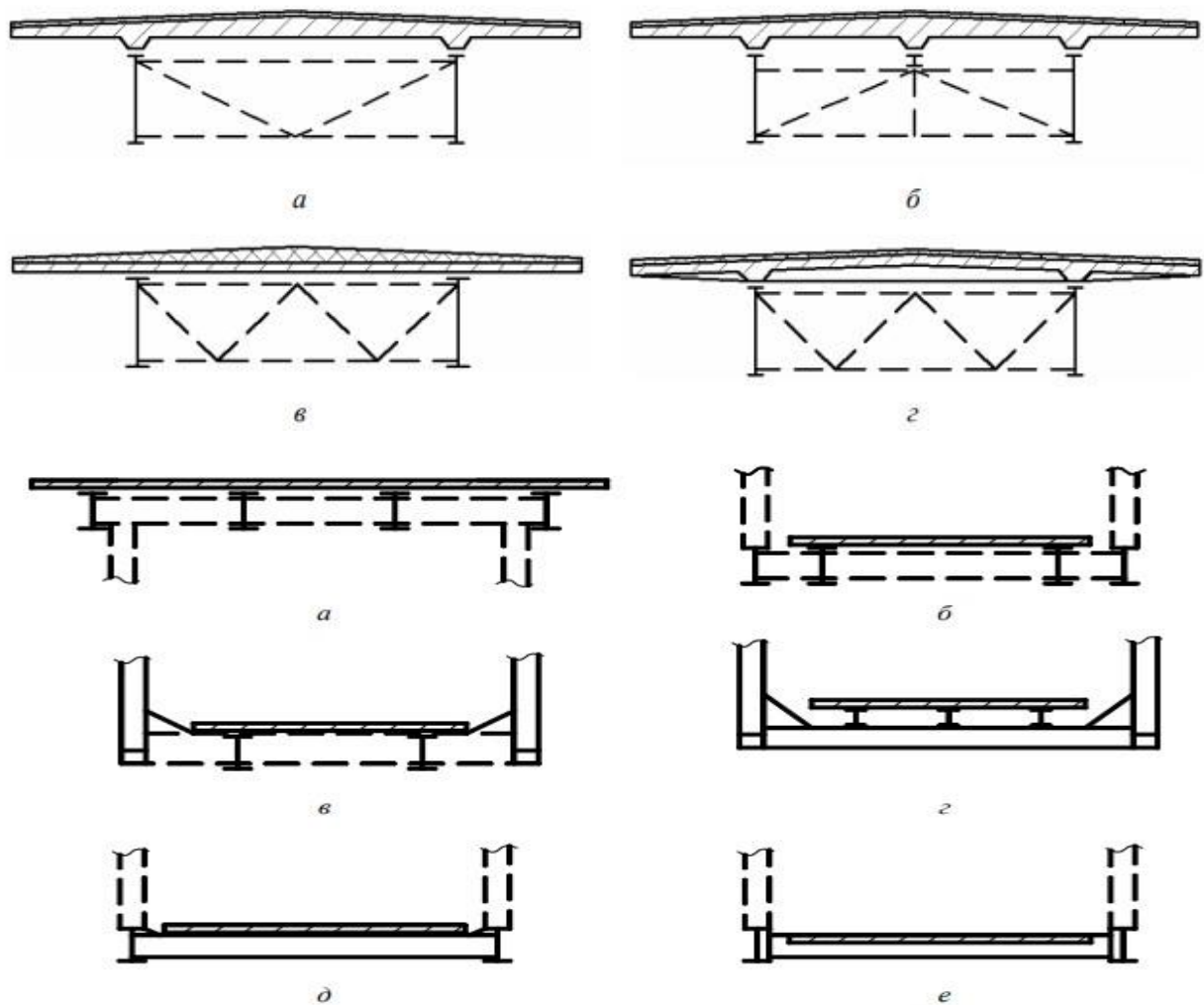


Рисунок 1.29. Схеми проїзних частин наскрізних сталезалізобетонних прогонових будов

а – плита по головних балках; б – плита по головних і поздовжніх балках;
в – плита з поперечними балками; г – ребриста плита.

а, б, в, г – плита по поздовжніх балках або жорстких поясах; д – плита по сталевих поперечних балках ; е – ребриста залізобетонна проїзна частина.

Для порівняння ефективності за головні показники прийнято витрати матеріалів прогонових будов на їх спорудження. На показники витрат матеріалів впливають: статична схема; розміри прольотів прогонових будов, відстань між головними балками (фермами); конструкції головних балок

(ферм), відносна висота балок (ферм), відсутність підсилених елементів, обрис нижніх і верхніх поясів, ступінь заміни сталі бетоном, розташування проїзної частини (поверху, понизу, посередині); навантаження (тимчасові, постійні) тощо.

Усі зазначені фактори ураховано зведеними коефіцієнтами для конструктивних варіантів прогонових будов, розподілених на групи за їх параметрами [18]:

1. Балково-розрізні суцільного перерізу з їздою поверху при ширині проїзної частини 8,5...10 м та відстані між головними балками 5...6 м.

2. Балково-нерозрізні суцільного перерізу з їздою поверху при ширині проїзної частини 8,5...10 м, коли у поперечному перерізі є 2 балки.

3. Балково-розрізні з їздою понизу при ширині проїзної частини 8,5...10 м і відстані між головними фермами, застосованими як головні балки, 8 м.

4. Балково-нерозрізні з їздою понизу при ширині мосту 8,5...10 м і відстані між головними фермами 8 м.

Основним питанням компоновання прогонової будови з їздою поверху є вибір кількості головних балок (ферм) у поперечному перерізі моста.

1.5.2 Техніко-економічний ефект використання сталезалізобетонних мостів

У сучасний період основним принципом будівництва є вимога економії сталі. Разом з тим, сталезалізобетонні мости найчастіше застосовують при великих прогонах, коли основним принципом проектування є концентрація матеріалу. Зі збільшенням прогонів і зменшенням ширини моста раціональна кількість головних балок зменшується. Тому найекономічнішим стає поперечний переріз з двома головними балками [18].

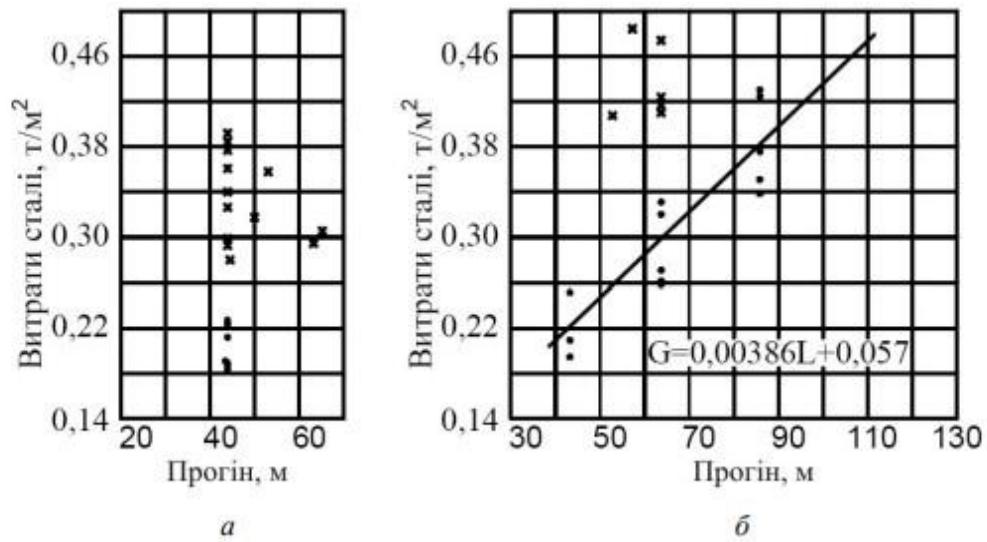


Рисунок 1.30. Витрати сталі у сталезалізобетонних балково-розрізних (а) та балково-нерозрізних (б) прогонових будовах з їздою поверху

мости з 2-ма фермами у поперечному перерізі; х – мости з 4-ма балками в поперечному перерізі.

Для рівних умов витрати сталі балково-розрізних сталезалізобетонних прогонових будов з їздою поверху з чотирма головними балками у поперечному перерізі перевищують витрати сталі прогонових будов з двома головними балками у поперечному перерізі приблизно на 60...90 %. Зазначимо, що прогонові будови з їздою поверху в основному виконують з балок із суцільною стінкою (див. рис. 1.28).

Техніко-економічні показники витрат сталі у прогонових будовах сталезалізобетонних мостів з їздою поверху наведені на рис. 1.28.

Усереднені витрати сталі балково-розрізних сталезалізобетонних прогонових будов з двома головними балками у поперечному перерізі для прогону $L = 43$ м становлять $g = 0,21$, т/м² [18].

Усереднені витрати сталі балково-нерозрізних сталезалізобетонних прогонових будов з їздою поверху та з двома балками у поперечному перерізі змінюється за емпіричною формулою (1.1):

$$g = 0,00885 L + 0,057, \text{ т/м}^2 \quad (1.1)$$

Залізобетонна плита з розрахункової точки зору є пластиною, яка працює на місцевий згин і на горизонтальні зусилля уздовж, а у деяких випадках - уперек осі моста.

Витрати бетону проїзної частини, у основному, залежать від прогону плити та від ступеня заміни сталі залізобетоном. У вибраних для порівняння прогонових будовах ширина плити проїзної частини коливається у межах 5...6 м, що незначно впливає на витратах бетону. Тому витрати бетону на 1 м^2 проїзної частини приймають постійними: $v = 0,16 \text{ м}^3 / \text{м}^2$ – для балковорозрізних і нерозрізних з їздою поверху; $v = 0,15 \text{ м}^3 / \text{м}^2$ – для балково-розрізних і нерозрізних з їздою понизу.

Гратчасті об'єднані прогонові будови з їздою поверху з'явилися пізніше об'єднаних прогонових будов із суцільними стінками та отримали менше розповсюдження. Переважний розвиток об'єднаних прогонових будов із суцільними стінками у колишньому СРСР був пов'язаний із застосуванням зварювання, появою потужної монтажної техніки та підвищенням вимог до зовнішнього вигляду мостів. Крім того, забезпечення спільної роботи залізобетонної плити з верхнім поясом головних ферм є більш складною задачею, ніж при суцільних балках.

Однак, при великих прогонах достатньої будівельної висоти гратчасті прогонові будови з їздою поверху вимагають менше сталі [18].

Особливості проїзної частини наскрізних прогонових будов виявляються у тому, що плиту у них не завжди можна опертися безпосередньо на головні ферми. У таких прогонових будовах схеми проїзної частини можна поділити на три групи (рис. 1.29).

До першої групи слід віднести схеми з обпиранням залізобетонної плити на сталеві жорсткі пояси або поздовжні балки, коли плита працює на місцевий згин у поперечному напрямку (рис. 1.29, а, б, в, г).

До другої групи відносять схеми з обпиранням залізобетонної плити на сталеві поперечні балки. Плита проїзної частини працює на місцевий згин у

поздовжньому напрямку. При збільшенні відстані між поперечними балками плиту можна виконати з поперечними ребрами (рис. 1.29, д) [18].

До третьої групи відносять схеми з повністю залізобетонною ребристою плитою проїзної частини (рис. 1.29, е).

На сьогоднішній день найчастіше використовують два основних типа автодорожніх сталезалізобетонних прогонових будов з їздою понизу: сегментні та ґратчасті комбіновані схеми з паралельними поясами (рис. 1.27, б).

За даними М.М. Стрелецького [17, 19] витрати сталі сталезалізобетонних мостів сегментної системи на 16 % менші від у комбінованих систем з паралельними поясами. Однак система з паралельними поясами зручніша від сегментної для навісного складання та поздовжнього насування при декількох прогонах і відрізняється великим ступенем стандартизації елементів.

Техніко-економічні показники балково-розрізних і нерозрізних прогонових будов з їздою понизу наведено на рис. 1.30.

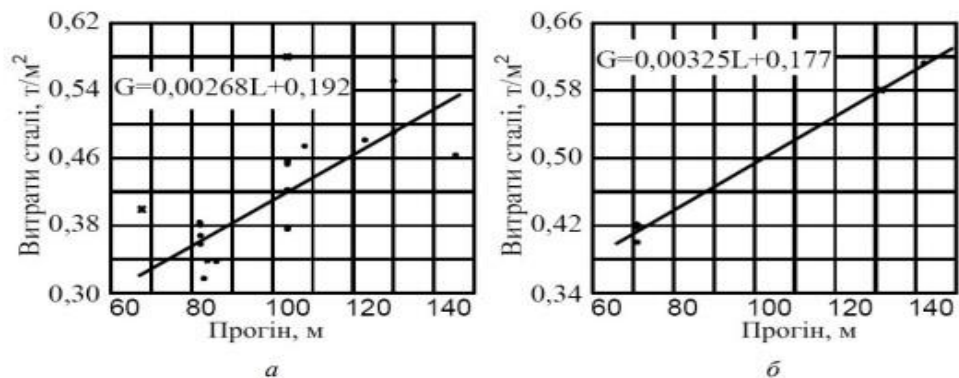


Рисунок 1.31. Витрати сталі у сталезалізобетонних балково-розрізних (а) та балковонерозрізних (б) прогонових будовах з їздою понизу

- – мости з 2-ма фермами у поперечному перерізі; x – мости з 4-ма балками в поперечному перерізі.

Конструкцію переважної більшості мостів з їздою понизу виконують у вигляді наскрізних ферм з паралельними поясами.

Залежність витрат металу сталезалізобетонних прогонових будов балково-розрізної системи з їздою понизу від довжини прогонів можна знайти за формулою:

$$g = 0,00268 L + 0,192, \text{ т/м } 2 \quad (1.2)$$

а витрати сталі сталезалізобетонних прогонових будов балково-нерозрізної системи з їздою понизу – за формулою:

$$g = 0,00325 L + 0,177, \text{ т/м } 2 \quad (1.3)$$

Таким чином, за витратами металу балково-нерозрізні конструкції практично мало відрізняються від балково-розрізних. Це, скоріш за все, тому, що за конструктивними міркуваннями неможливо досягти значної економії сталі у нерозрізних мостах за епюрами моментів. З іншого боку, у нерозрізних конструкціях необхідні додаткові витрати сталі на з'єднання окремих прогонів у нерозрізні.

Закінчуючи аналіз ефективності конструктивних рішень сталезалізобетонних мостів, треба відмітити два основних фактори, які більш за все впливають на ефективність зазначених систем (рис. 1.32). Перший фактор визначає вплив включення плити у роботу головних балок прогонової будови (рис. 1.32, а) сталезалізобетонного моста на витрати металу [21]. Другий фактор ефективності впливає з порівняння витрат металу автодорожніх сталезалізобетонних прогонових будов з витратами металу у сталевих прогонових будов з ортотропними плитами [17, 19].

Закордонні дані (наприклад, США) показують, що за витратами металу автодорожні сталезалізобетонні прогонові будови ефективні до прогону 105 м (рис. 1.32, б). З урахуванням попереднього напруження великопрогонових сталезалізобетонних прогонових будов високоміцною арматурою прогін, який характеризується близькими витратами сталі у нерозрізних сталезалізобетонних

і сталевих ортотропних прогонових будовах є значно більшим і становить, як правило, 140 м. Граничний прогін за приведеною вартістю у колишньому СРСР становив найчастіше 110...120 м. Виходячи із сукупності показників (як зведеної вартості, так і з витрат металу) і з досвіду будівництва мостів у теперішній час сталезалізобетонні автодорожні прогонові будови доцільно використовувати до прогонів 120...130 м, а для більших прогонів – з ортотропною плитою проїзної частини [22, 23].

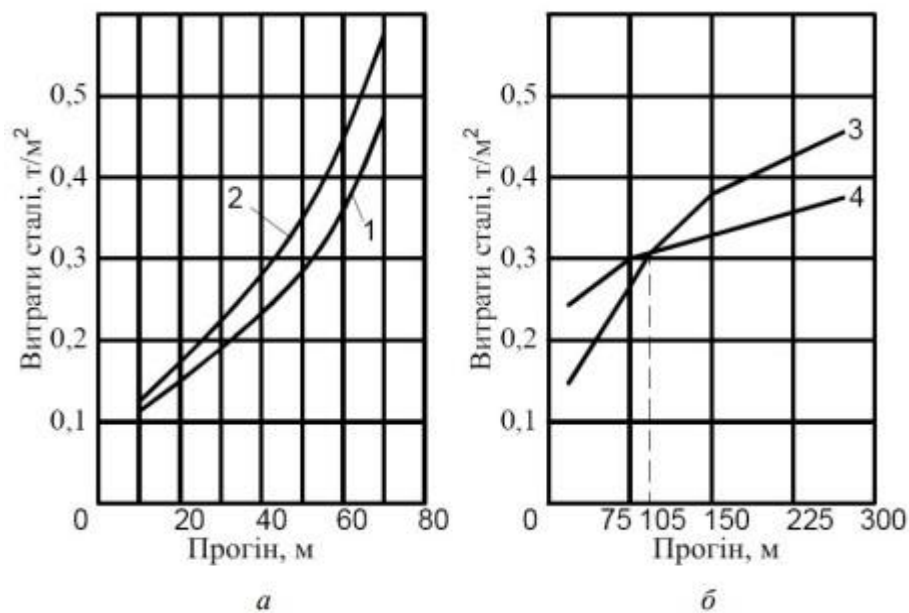


Рисунок 1.32 – Узагальнені графіки витрат металу на прогонові будови мостів у залежності від наявності включення залізобетонної плити у роботу (а) та для різних видів мостів (б)

1 – залізобетонна плита, включена у роботу головних балок; 2 – плита, не об'єднана з балками; 3 – сталезалізобетонні автодорожні прогонові будови; 4 – сталеві прогонові будови з ортотропними плитами

Співставлення сталезалізобетонних прогонових будов із залізобетонними становить великі труднощі. Витрати сталі на сталезалізобетонні прогонові будови у 1,5...2 рази вищі від залізобетонних, але витрати бетону на одиницю довжини тут майже не залежать від величини прогону. У той же час як у

залізобетонних прогонових будовах витрати бетону збільшується зі збільшенням прогону. Відповідно конкурентноздатність сталезалізобетонних прогонових будов зі збільшенням прогону також збільшується. При проектуванні автодорожніх і міських мостів прогонами від 160 до 180 м завжди необхідно порівняння варіантів сталезалізобетонної, сталевий ортотропної і залізобетонної прогонових будов та вибір раціонального варіанту на основі аналізу усіх показників і конкретних умов [24].

Так, в Україні важкодоступними районами можна вважати райони Карпат і гірського Криму, де відсутні транспортні та монтажні можливості для використання залізобетонних 23 прогонових будов. Тут сталезалізобетонні автодорожні мости невеликих прогонів знаходять зростаюче застосування.

1.6 Типові дефекти сталезалізобетонних мостів. Методи підсилення

Ефективним способом підвищення несучої здатності залізобетонних балок мостів є використання сучасних систем підсилення композиційними матеріалами, наприклад CFRP. Підсилення залізобетонних конструкцій зовнішніми попередньо напруженими арматурними балками застосовуються як метод будівництва з 1950 р. В даний час попереднє напруження арматурних балок широко застосовується для підсилення залізобетонних конструкцій у США, Китаї, Європі та інших країнах. Досвід показує, що багато відремонтованих та підсилених конструкцій зазнавали руйнувань протягом перших п'яти років експлуатації. Успіх застосування композиційних матеріалів багато в чому залежить від якості підготовки підкладки для самоклеючого ламінату та полотна. Підготовка до ремонту та подальша інтенсифікація повинні включати заходи щодо блокування корозії арматури, яка зазвичай розвивається при перших ознаках руйнування. Без належної підготовки ремонт буде неминучим [25].

А) Основні типи руйнування залізобетонних конструкцій, укріплених композиційними матеріалами з полімерною матрицею (CFRP).

Основні причини руйнування залізобетонних балок з композиційними матеріалами з полімерною матрицею (CFRP) можна розділити на дві групи:

- несуча здатність підсиленої конструкції зберігається до початку руйнування бетону стиснутої зони, або руйнування натягнутого композиційного матеріалу;
- руйнування конструкції настає раніше через від'єднання композиційного матеріалу від бетону [26, 27].

Б) Повне руйнування конструкції може відбутися в наступних випадках:

- пластичне руйнування арматури розтягнутої зони при напругах в стрижневій арматурі фізичної (умовної) межі текучості з подальшим руйнуванням бетону в стиснутій зоні. Якщо конструкція підсилена високоміцним дротом з невеликим відносним подовженням при розриві (близько 4%), то одночасно з розривом дроту бетон стиснутої зони розламується;
- крихке руйнування бетону в стиснутій зоні в елементах із надмірним вмістом розтягнутої сталевий арматури та розтягнутого композиційного матеріалу. Застосування зовнішньої арматури в цьому випадку неефективне;
- пластичне руйнування арматури розтягнутої зони з невеликим відсотком підсилення композитними матеріалами, що в першу чергу призводить до їх розриву та перерозподілу навантаження на внутрішню сталеву арматуру, саме тому починається її руйнування.

Локальне руйнування залізобетону, підсиленого зовнішнім армуванням, може відбуватися через втрату адгезії між бетоном та композитним матеріалом, а також через руйнування контактів шарів (руйнування адгезії). Порушення адгезії між поверхнею бетону та композиційним матеріалом під впливом нормальних та дотичних напружень призводить до локального руйнування конструкції, що необхідно враховувати під час визначення несучої здатності відносно зовнішньої арматури. У більшості випадків подібне руйнування

відбувається на тріснутій частині. Коли воно поширюється на інші ділянки, зовнішній композитний матеріал втрачає здатність поглинати навантаження і він відокремлюється від бетону. За відсутності можливості перерозподілу напружень із зовнішньої арматури з композиційного матеріалу на внутрішню сталь, відшарування може мати крихкий характер і відбуватися раптово.

Загалом, в результаті ремонту та підсилення залізобетонних балок мосту зовнішнім укріпленням композитними матеріалами (CFRP) його поперечний переріз є шаруватою конструкцією [26, 27].

В) Найбільш типовими місцями виникнення руйнувань є:

- примикання вторинної балки до головної
- зміна геометричних розмірів поперечного перерізу армованих балок;
- злам стрічки композитного матеріалу перед опорою;
- застосування концентрованої сили.

У всіх цих місцях спостерігаються різкі зміни тангенціальних напружень на границі між бетоном і стрічкою композитного матеріалу, що призводить до відшарування останнього і, як наслідок, до руйнування конструкції. Ці місця потребують додаткового кріплення по довжині армованої конструкції

Г) Альтернативний варіант підсилення улаштуванням прибудов

Для вузьких мостів підсилення пролітної будови одним з відомих на сьогодні способів (нарощуванням перерізу, зміною розрахункової схеми, наклеюванням зовнішнього полімерного армування) не дає значного ефекту, адже вузькі мости не відповідають сучасним транспортним вимогам. Їх габарит занадто вузький для промускання перспективного вантажного потоку. Гарною альтернативою є улаштування прибудов, конструктивно подібних до конструкції самого мосту. Прибудови раціонально робити як однобічними, так і двобічними [38]. Питання реального впровадження цього методу будуть розглянуті у третьому розділі цієї роботи.

1.7 Висновки по розділу 1

У розділі виконано узагальнену класифікацію автомобільних мостів взагалі та виділено місце сталезалізобетонних мостів, зокрема. Доведено, що сталезалізобетонні мости є ефективними конструкціями, в яких раціонально використовуються переваги як сталі (при роботі на розтяг), так і бетону (у стиснутих частинах мосту). Окрім цього, доведено, що через високу непроникність, залізобетонна плита виконує захисну функцію для сталевих, нижче розташованих конструкцій.

В результаті докладного аналізу наукових джерел доведено, що економічна ефективність використання сталезалізобетонних мостів, у разі нового будівництва, починається з прогонів 33-42 м і при сучасному розвитку мостобудування обмежується прогонами довжиною 160-180 м. Але у важкодоступних гірських районах, в умовах щільної міської забудови сталезалізобетонні мости є ефективними і при прогонах менше 33 м.

Розглянуто можливі способи підсилення сталезалізобетонних прогонових будов, одним з варіантів яких є улаштування зовнішнього композиційного полімерно-волокнистого армування. Проаналізовано інженерний досвід використання такого способу підсилення та причини руйнування сталевих і бетонних балочних конструкцій, додатково армованих вуглецевим полімерним волокном.

Доведено, що стрічка з композитного матеріалу, яка приклеюється до натягнутого краю залізобетонних елементів, підвищує їх стійкість до згинання і збільшує жорсткість балок на згинання, що призводить до зменшення прогинання.

Ефективність улаштування зовнішнього композиційного армування методом склеювання залежить від дотримання трьох важливих умов: - клеєні поверхні повинні бути в чистому, добре підготовленому та рівному стані; - адгезивний матеріал повинен мати принаймні таку ж міцність на розрив і зсув, що і бетон, і бути придатним для використання в середовищі, в якому

функціонує цей об'єкт; - щоб запобігти крихкому руйнуванню стрічки та її відриву від армованої конструкції, вони повинні бути тонкими та довгими.

Запропоновано альтернативний існуючим на сьогодні спосіб підсилення сталезалізобетонних мостів улаштуванням двобічного розширення, який буде докладно описано у розділі 3.

РОЗДІЛ 2: МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ

Моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонного мосту виконаємо на прикладі реальної споруди, збудованої на км 91+698 автомобільної дороги загального користування державного значення Р-33 через р. Сорока у смт. Дашів Вінницької області.

Про міст, згідно з дослідженнями, виконаними у [1] та [38] відомі такі дані: рік зведення мостової споруди – 1956, довжина мосту (між внутрішніми гранями берегових опор) – 22,45 м; габарит: Г-6,94 + 2 x 0,75 м; висота – 2,0 м від рівня води до низу металевих ферм; геометрична схема мосту: 1 x 22 м; прогонова будова – в осях «0-1» сталезалізобетонна прогонова конструкція; конструкції берегових та проміжних опор – масивні, кладені з гарнітних блоків. Проектні нормативні навантаження: Н-13 та НГ-60, категорія дороги – III [38].

За довжиною, згідно з [28, п.1.2], міст відноситься до малих.

Загальний вигляд мостової споруди показано на рис. 2.1.



Рисунок 2.1 – Загальний вигляд мостової споруди взятої, як приклад

2.1 Опис роботи конструкцій існуючого мосту під навантаженням

Міст, загалом, працює за однопролітною розрахунковою схемою, як статично невизначена просторова металева ферма, верхній пояс якої зв'язаний з прогоною залізобетонною плитою.

2.1.1 Збір навантажень на мостову споруду

Територія, де розташований міст згідно з класифікацією [20] знаходиться в 3-му вітровому; 4-му сніговому 3-му ожеледному районі. Будівельний майданчик має наступні кліматичні характеристики:

- снігове навантаження – 1400 Па;
- вітровий тиск – 500 Па;
- товщина кірки ожеледі – 19 мм;

Сейсмічність території забудови – 5 балів згідно з картою ЗСР-2004-А сейсмічного районування території України [30].

2.1.2 Технологічні навантаження

Прогонова будова існуючого сталезалізобетонного мосту виконана однопролітною. Монолітна залізобетонна плита прогонової будови прямокутного перерізу з виступом тротуарної частини, має довжину 22,31 м, загальну ширину 8,86 м та висоту 0,44 м (рис. 2.2, 2.3).

Плита опирається на три металеві ферми з паралельними поясами з трикутною системою грат висотою 2,1 м, крок ферм 2,76 м. Верхній та нижній пояси ферм виконані таврового перерізу висотою 200...340 мм. Розмір панелі верхніх поясів ферм 1,365 м, нижніх поясів – 2,73 м. Стійки ферм розташовані з кроком 2,73 м.

Опорні та проміжні стійки виконані зі спарених кутиків $\angle 100 \times 75 \times 8$, що з'єднані між собою пластинами товщиною 12 мм розмірами 120x150 мм з кроком 600 мм по довжині елемента. Опорні розкоси виконані зі спарених кутиків $\angle 130 \times 90 \times 10$, що з'єднані пластинами товщиною 12 мм розмірами

150x150 мм з кроком 530 мм, решта розкосів виконані зі спарених кутиків \perp 130x90x8, крок з'єднувальних пластин 550 мм.

Стійкість вертикального положення ферм забезпечується вертикальними поперечними хрестовими зв'язками, що влаштовуються з кроком 5,46м вздовж ферм та виконані з одиночних кутиків \perp 75x75x8, та горизонтальними зв'язками у площині верхніх та нижніх поясів ферм з кутика \perp 90x90x10.

Поперечне робоче армування монолітної прогонової плити під проїзною частиною в осях «0-1»– арматура класу А-І \varnothing 16 мм, крок 110 мм. Поперечне робоче армування консольної частини плити – арматура класу А-І \varnothing 10мм, крок 110 мм.

Тротуар влаштований з обох боків проїзної частини у вигляді консольних зв'язів монолітної плити прогонової будови товщиною 210...100 мм.

Берегові опори мосту – масивні, при моделюванні розглядаються як недеформівні.



Рисунок 2.2 – Загальний вигляд сталезалізобетонної прогонової будови під проїзною частиною в осях «1-0».



Рисунок 2.3 – Загальний вигляд сталезалізобетонної прогонової будови під проїзною частиною в осях «0-1».

Міцнісні та деформаційні характеристики бетонів та арматурних сталей елементів сталезалізобетонної мостової споруди, взятої, як приклад, взяті з джерел [10, 26, 27, 28] наведено у табл. 2.1 ... 2.2.

Таблиця 2.1 – Міцнісні та деформаційні характеристики бетонів елементів мостової споруди.

№	Характеристика	Бетон, значення величини	
		B15 (C12/15)	B25 (C20/25)
1	Елемент	Прогонова плита	Ригелі берегових опор
2	$R_{b, ser} (f_{ck, prism})$, МПа	- (11)	32 (18,5)
3	$R_b (f_{cd})$, МПа	- (8,5)	13 (14,5)
4	f_{ctm} , МПа	1,6	2,2
5	$R_{bt} (f_{ctk, 0,05})$, МПа	- (1,1)	1,6 (1,5)

6	$R_{b, sh}$, МПа	-	2,5
7	$\varepsilon_{c3,cd}$, ‰	0,52	0,63
8	$\varepsilon_{cu3,cd}$, ‰	3,33	3,10
9	E_b (E_{cd}), ГПа	- (16,3)	30,0 (23,0)
10	γ_c	1,3	

Таблиця 2.2 – Міцнісні та деформаційні характеристики арматури елементів мостової споруди.

	Характеристика	Значення
	Арматура класу	A-I (A240)
	R_{sn} (f_{yk}), МПа	235 (240)
	R_s (f_{yd}), МПа	210
	R_{sw} (f_{ywd}), МПа	$= 0,8 \times R_s = 168$
	ε_{ud}	0,025
	E_s , МПа	$2,06 \cdot 10^5$ ($2,1 \cdot 10^5$)
	γ_s	1,05

2.2 Моделювання работ сталобетонного мосту під навантаженням

2.2.1 Опис розробленої моделі

Згідно з вимогами чинних норм та багаторчними спостереженнями відомо, що на мостову споруду впливають постійні навантаження (власна вага прогонової будови та вертикальних несучих елементів, перильного та бар'єрного огороження, конструкцій асфальтобетонного покриття товщиною); тимчасові навантаження, прийняті у відповідності до [29, розділ 8, п. 8.3.2], НК-100 та А-15, температурні, ожеледні та інші кліматичні впливи. Нормативне корисне навантаження на тротуарну частину від натовпу людей складає 400 кг/м^2 . Порівнюючі чинні нормативні навантаження від рухомого складу із

проектними можна зробити висновок, що навантаження на сталезалізобетонний міст з часу зведення (1956 рік) значно зросли.

Згідно з [9], мостова споруда віднесена до класу наслідків (відповідальності) СС-2 (середні наслідки), клас наслідків за [28] – II (мости, що не віднесені до I та III рівня відповідальності). При виконанні розрахунків основних несучих конструкцій перекриття (клас А), слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю за [28, табл. 4.1] $\gamma_r = 1,0$.

Розрахунки виконано згідно з чинними на цей час нормами [9, 10, 18, 20, 21, 26, 27, 28, 41, 42, 44].

2.2.2 Методика виконання розрахунків

На сьогодні методика аналізу напружено-деформованого стану мостових споруд, викладена у [10] застаріла. Не актуальність нормативної методики пов'язана з тим, що вона прямо протирічить чинним нормам з проектування металевих та залізобетонних конструкцій [26, 27] та [41]. Постала нагальна потреба у її актуалізації.

Тому перевірочні розрахунки залізобетонних конструкцій мостової споруди виконано згідно з вимогами [27, п. 6.1.1] за деформаційною методикою, згідно зі спрощеною дволінійною діаграмою деформування бетону за методикою, авторів О.В. Войцехівського, Д. М. Байди, В.О. Попова, викладеної у джерелі [43]. Для перевіри адекватності результатів, додатково, перевірка міцності виконана за застарілою методикою, викладеною у [10, розділ 3].

Перевірка міцності сталевих прогонових ферм виконано за методикою [41, 44].

Аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій мостової споруди доводить, що найбільш навантаженими елементами є металеві ферми, схеми поперечників див. рис. 2.4 ... рис. 2.6. Розташування умовних візків в прольоті показані на рис. 2.7 ... рис. 2.9.

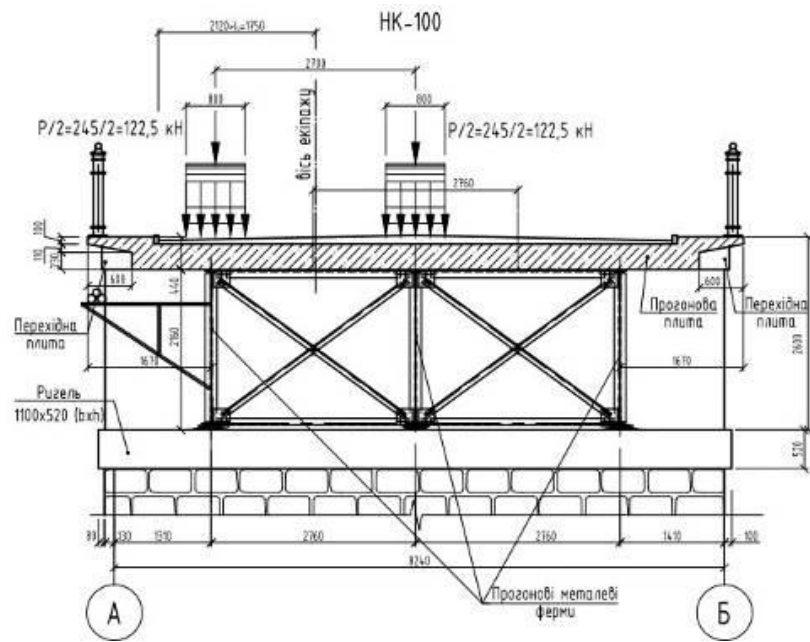


Рисунок 2.4 – Розрахунковий поперечник сталезалізобетонної мостової споруди в осях «0-1» у невідному стані для ферми (колеса візка тимчасового впливу НК-100 – над прогоною фермою)

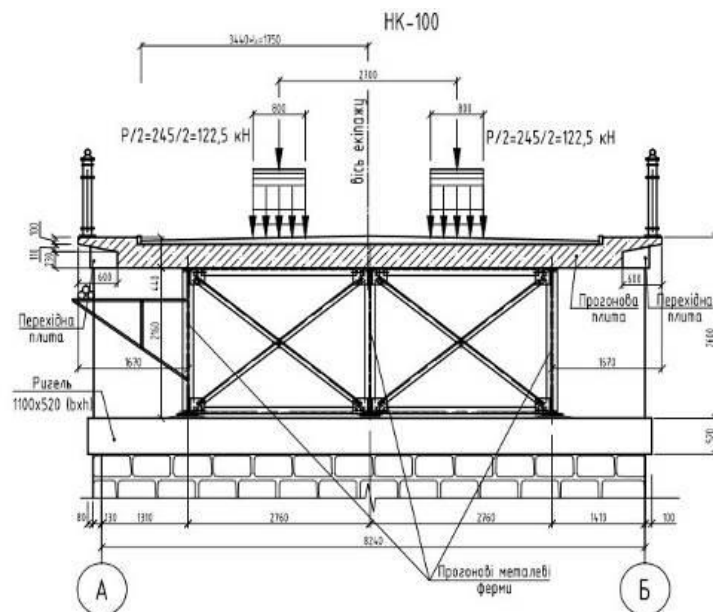


Рисунок 2.5 – Розрахунковий поперечник мостової споруди в осях «0-1» у невідному стані для прогонової плити

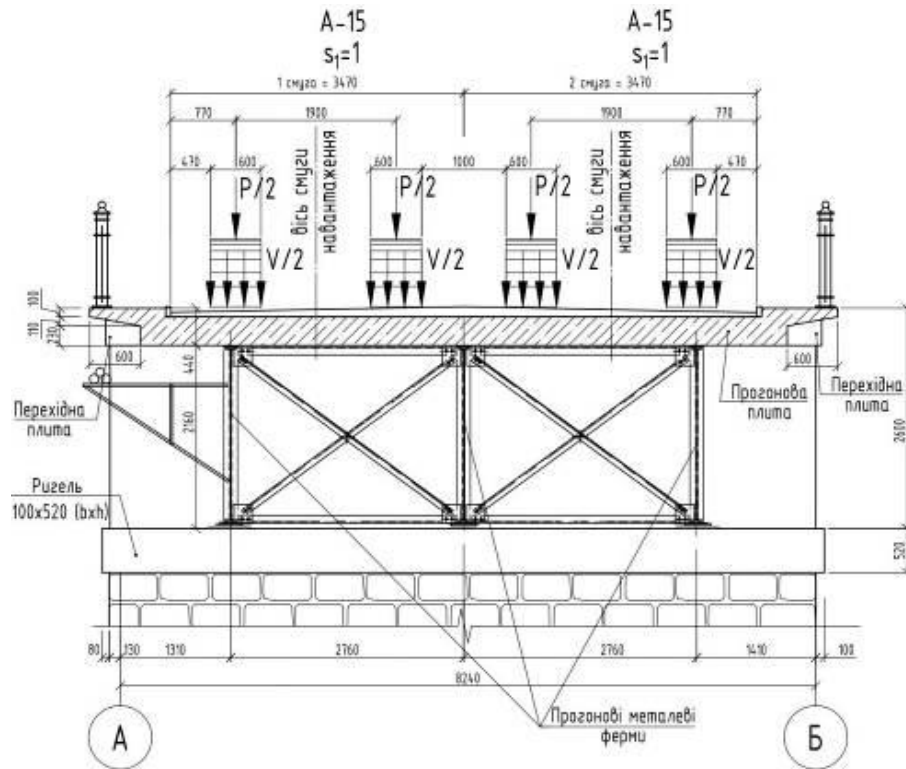


Рисунок 2.6 – Розрахунковий поперечник мостової споруди в осях «0-1» при тимчасовому впливі А-15

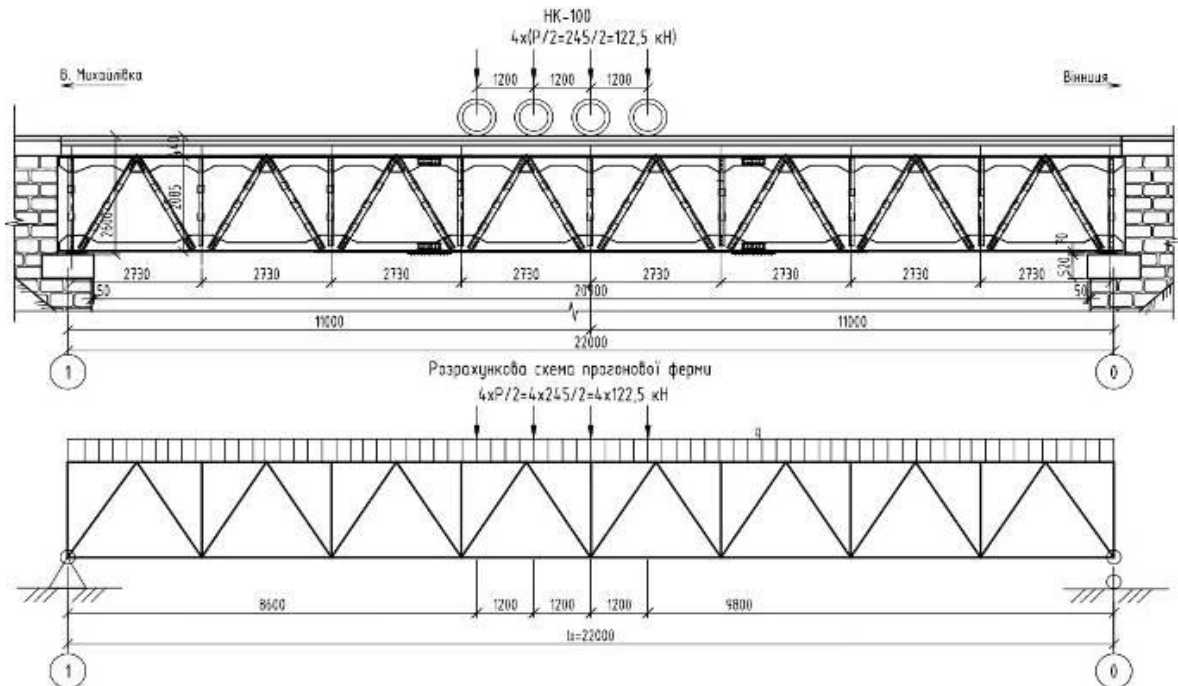


Рисунок 2.7 – Схеми прикладання навантажень НК-100 у прольоті. Друге колесо чотирьохвісного візка – в центрі прольоту.

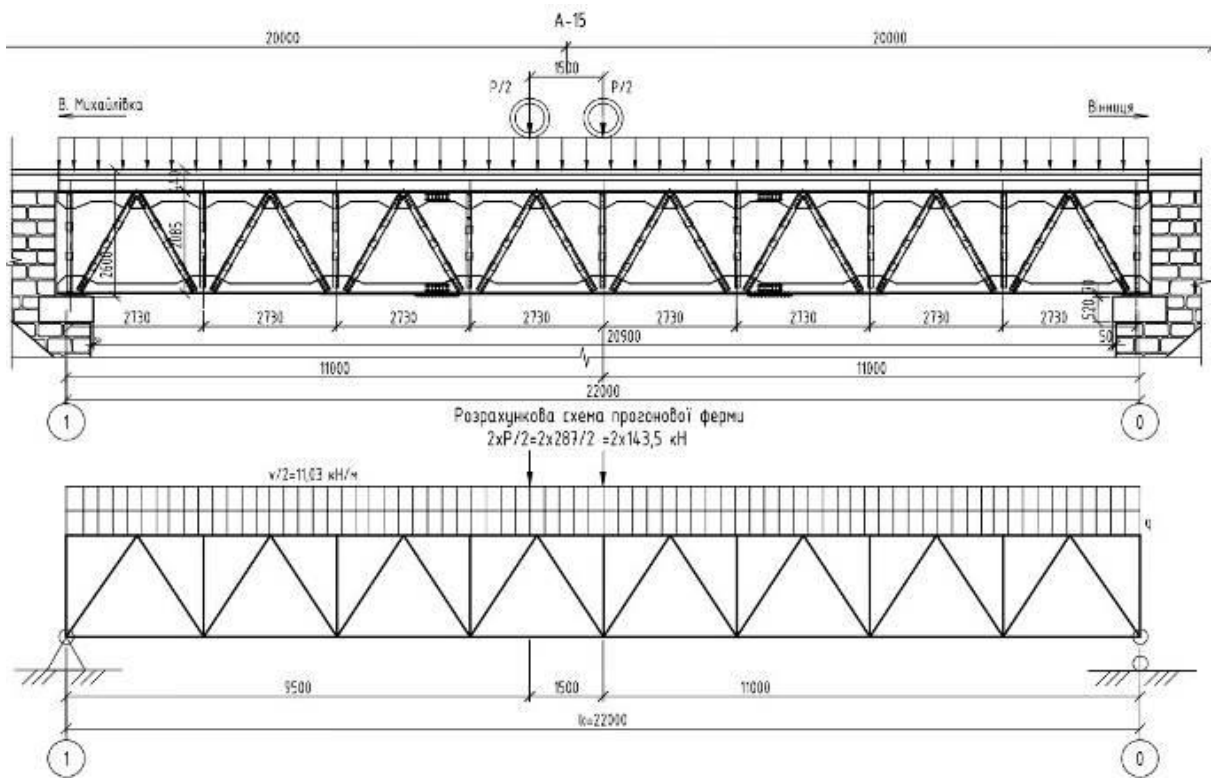


Рисунок 2.8 – Схеми прикладання навантажень А-15 у прольоті, завантаження одним тандемом візків

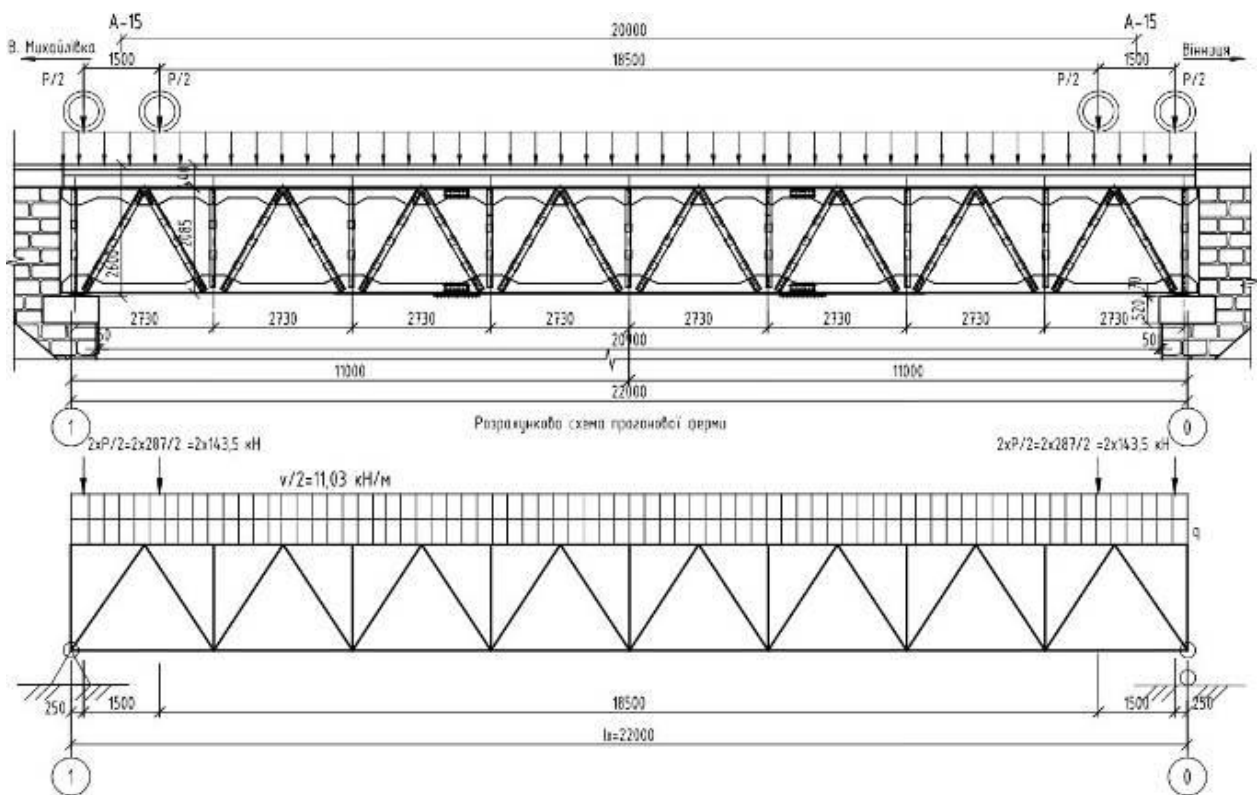


Рисунок 2.9 – Схеми прикладання навантажень А-15, завантаження двома тандемами візків

Тимчасові навантаження згідно з [20] та [29]:

Навантаження НК-100 – чотирьох вісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь $P_n = 245 \text{ кН}$ з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 1,0$.

Навантаження А-15 – двовісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь – $P_n = 9,81 \cdot 15 = 147,15 \text{ (кН)}$ + смуга рівномірно розподіленого навантаження на $V_n = 0,98 \cdot 15 = 14,7 \text{ (кН / м)}$ по двом смугам під колесами.

2.3 Розрахунок прогонової плити

2.3.1 Вихідні дані для розрахунку

Розглядається фрагмент монолітної прогонової плити поперек мостового прольоту товщиною 340 мм, умовною шириною 1,0 м, що опирається на три металеві ферми з паралельними поясами та консольно звисає з обох боків (крок ферм 2,76 м, консольні звиси змінного перерізу вильотом 1,67 м, висота перерізу тротуарної частини 210 мм). Фрагмент сприймає навантаження від власної ваги, ваги асфальтобетонного дорожнього покриття, корисного тимчасового навантаження НК-100 (А-15), перильного огородження та ваги натовпу пішоходів на консолях. Робоче (нижнє) армування плитної частини – 9 шт. ненапружених стрижнів діаметром 16 мм класу А-І, що втратили до 10% перерізу від корозії розрахунковою площею, з урахуванням корозійного зносу, близько $A_s = 1590 \text{ мм}^2 / \text{м.п.}$ Схема фрагмента див. рис. 2.69. Відстань до центра ваги робочого армування від низу перерізу плити $a_s = 40 \text{ мм}$. Робоче (верхнє) армування плити на опорі приймаємо аналогічно нижньому – 9 шт. ненапружених стрижнів діаметром 16 мм класу А-І. див. рис. 2.35. Робоче армування консольних частин монолітних тротуарних плит – $\varnothing 10$ мм класу А-І з кроком 110 мм, розрахунковою площею близько $A_s = 706,85 \text{ мм}^2 / \text{м.п.}$ Відстань від центра робочої арматури до краю перерізу $a'_s = 30 \text{ мм}$.

Навантаження на мостову споруду, зібрані у п.п. 2.3.2.

Виділяємо постійні і тимчасові впливи.

2.3.2 Постійні впливи

Власна погонна вага фрагмента прогонової плити умовною розрахунковою шириною 1 м,

Нормативне значення визначаємо за формулою (2.1):

$$q_{1,н} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_{зб} \cdot g, \quad [\kappa H / \text{м.п.}] \quad (2.1)$$

Підставляючи відомі значення у (2.1) отримуємо:

$$q_{1,н} = 1,0 \cdot 0,34 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 10^3 \cdot 10 = 8,5 \quad (\kappa H / \text{м.п.})$$

Розрахункове значення, з урахуванням $\gamma_f = 1,25$, [29, табл. 6.2]:

$$q_{1,p} = q_{1,н} \cdot \gamma_f = 8,5 \cdot 1,25 = 10,625 \quad (\kappa H / \text{м.п.}).$$

Рівномірно розподілений тиск від дорожнього покриття (асфальтобетон 70 ... 120 мм (в бік запасу прийнято 120 мм), $\gamma_f = 2,0$, [29, табл. 6.2].

Нормативне значення за (2.1):

$$q_{н,а} = 1,0 \cdot 0,12 \cdot 1 \cdot 2,45 \cdot 10^3 \cdot 10 = 2,94 \quad (\kappa H / \text{м.п.}).$$

Розрахункове значення:

$$q_{p,а} = q_{н,а} \cdot \gamma_f = 2,94 \cdot 2,0 = 5,88 \quad (\kappa H / \text{м.п.})$$

2.3.3 Тимчасові впливи

Навантаження умовного візка НК-100 на одне колесо, враховуючи динамічний коефіцієнт, $1 + \mu = 1$ [29, табл. 17.2]:

$$P_n / 2 \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 245 / 2 \cdot 1 \cdot 1 = 122,5 \quad (\kappa H).$$

Навантаження умосного візка А-15 ($\gamma_f = 1,5$, $1 + \mu = 1,3$) на 1 колесо:

$$(P_n / 2) \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = (147,15 / 2) \cdot 1,3 \cdot 1,5 = 143,5 \text{ (кН)}$$

Смуга рівномірно розподіленого навантаження:

$$V_n / 2 \cdot \gamma_f = 14,7 / 2 \cdot 1,5 = 11,03 \text{ (кН / м)}.$$

Оскільки відстань між тандемами А-15 має бути не менше 20 м, у розрахунковий проліт попадає 2 тандеми.

Загальне погонне навантаження від прогонової конструкції та асфальтобетонного покриття на розрахунковий фрагмент шириною 1 м в прольоті плити:

Нормативне:

$$q_n = q_{1,n} + q_{n,a} = 8,5 + 2,94 = 11,44 \text{ (кН / м)}.$$

Граничне:

$$q = q_p = q_{1,p} + q_{p,a} = 10,625 + 5,88 = 16,505 \text{ (кН / м)}.$$

Власна погонна вага фрагмента тротуарної частини прогонової плити умовною шириною 1 м.

Нормативне значення:

$$q_{1,n} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_{зб} \cdot g = 1,0 \cdot 0,21 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 10^3 \cdot 10 = 5,25 \text{ (кН / м.п.)}.$$

Розрахункове значення, з урахуванням $\gamma_f = 1,25$, [29, табл. 6.2]:

$$q_{1,p} = q_{1,p} \cdot \gamma_f = 5,25 \cdot 1,25 = 6,56 \text{ (кН / м.п.)}.$$

Тимчасове навантаження від натовпу пішоходів (3,92 кПа, $\gamma_f = 1,4$).

Експлуатаційне значення тиску $q_{3n} = 3,92 \text{ кПа}$, граничний тиск:

$$q_3 = q_{3n} \cdot \gamma_f = 3,92 \cdot 1,4 = 5,5 \text{ (кПа)}.$$

Вітровий тиск для 3-го вітрового району $q_{wf} = 0,5 \text{ кПа}$.

Сніговий тиск для 4-го вітрового району $q_{sf} = 1,4 \text{ кПа}$ (не враховується разом з НК-100 чи А-15, як взаємо виключаючі, оскільки снігові намети загромаджують проїзне полотно).

Товщина кірки ожеледі – 19 мм для 3-го ожеледного району (не враховується разом з НК-100 чи А-15, як взаємо виключаючі).

До постійних впливів слід віднести вагу перильного огороження.

Навантаження від перильного огороження довідковою нормативною масою $q_{п,н} = 0,34 \text{ кН / м}$. Розрахункове значення, з урахуванням $\gamma_f = 1,25$ (табл. 6.2, ДБН В.1.2-15:2009):

$$q_{п,p} = q_{п,н} \cdot \gamma_f = 0,34 \cdot 1,25 = 0,425 \text{ (кН / м)}.$$

Для розрахунку плити перильне огороження приймається як зосереджена сила на краю консолі $Q_{п,p} = 0,425 \text{ (кН)}$.

2.3.4 Опис розрахункової моделі плити

Розглядаємо 2 варіанти завантаження монолітної плити в осях «0-1»:

Варіант 1 – завантаження постійними впливами (власна вага прогонової будови, перильного огороження, конструкцій асфальтобетонного покриття) + тимчасове навантаження (умовний візок НК-100);

Варіант 2 – завантаження постійними впливами (власна вага прогонової будови, перильного огороження, конструкцій асфальтобетонного покриття) + тимчасове навантаження (2 умовних візки А-15 в одному не вигідному перерізі).

Величини внутрішніх силових факторів плити зручно визначити, прийнявши її як нерозрізну балку на трьох опорах з консольними звисами з обох боків.

Розрахункові схеми прогонової плити для розрахунку величин внутрішніх силових факторів показані на рис. 2.10, 2.13.

Розрахунок елементів прогонової будови мосту виконуємо у програмному комплексі SCAD.

2.3.5 Визначення внутрішніх силових факторів

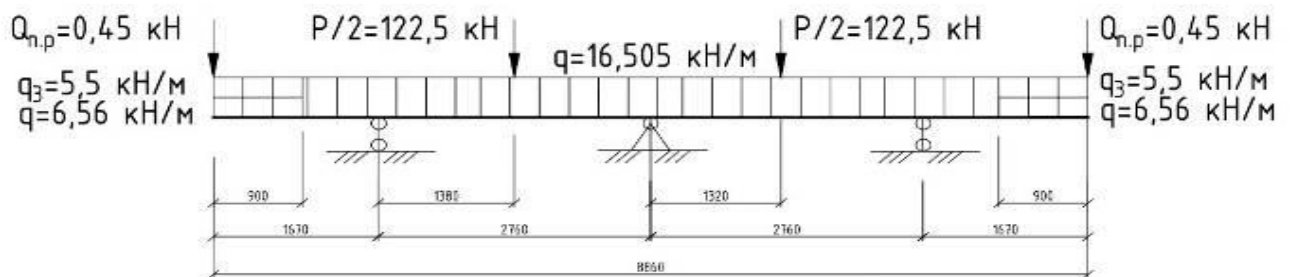


Рисунок 2.10 – Розрахункова схема прогонової плити у поперечнику. Варіант 1 завантаження (постійні впливи + тимчасове навантаження НК-100)

В результаті розрахунків отримуємо такі внутрішні силові фактори:

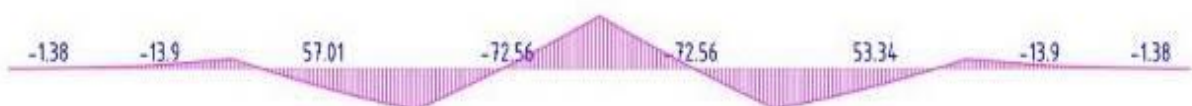


Рисунок 2.11 – Варіант 1. Епюра згинальних моментів M_y , кНм, при завантаженні постійними впливами + тимчасове навантаження НК-100

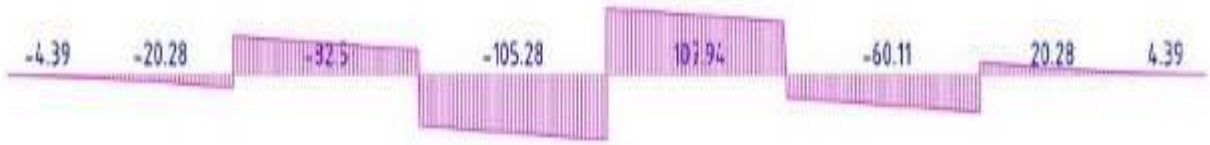


Рисунок 2.12 – Варіант 1. Еюра поперечних сил Q_z , кН, при завантаженні постійними впливами + тимчасове навантаження НК-100

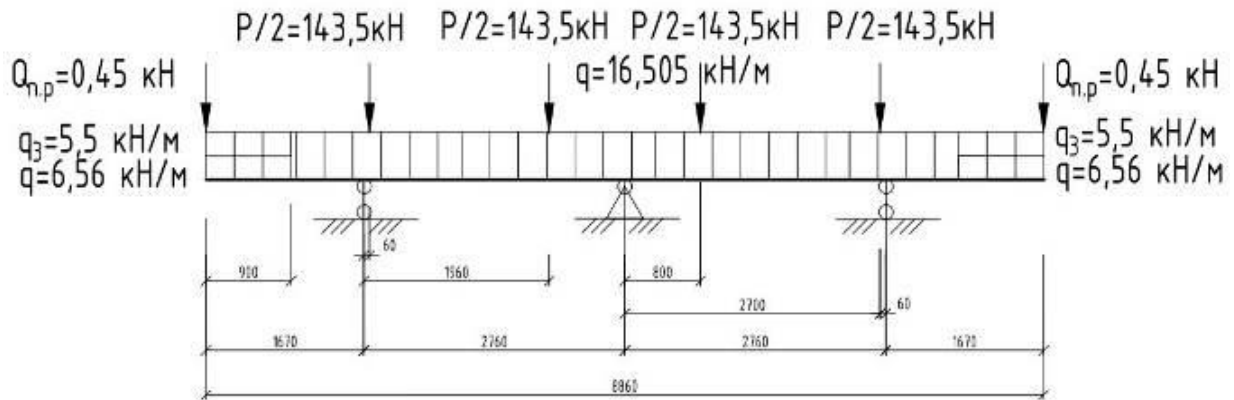


Рисунок 2.13 – Розрахункова схема прогонової плити у поперечнику. Варіант 2 завантаження (постійні впливи + тимчасове навантаження А-15).



Рисунок 2.14 – Варіант 2. Еюра згинальних моментів M_y , кНм.

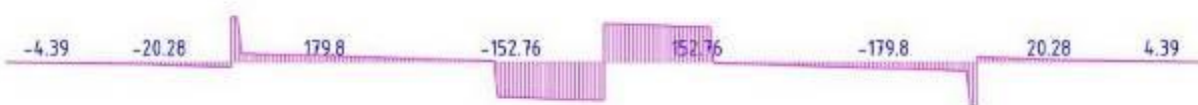


Рисунок 2.15 – Варіант 2. Еюра поперечних сил Q_z , кН.

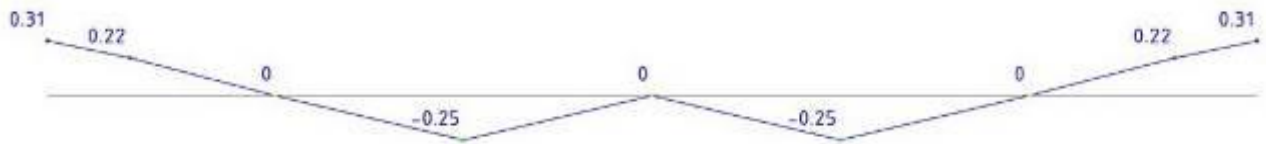


Рисунок 2.16 – Варіант 2. Прогин плити f , мм.

Найбільший згинальний момент від граничних (розрахункових) навантажень складає:

При тимчасовому навантаженні НК-100:

$$M_{НК-100опор} = 72,56 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ (рис. 2.11)}. M_{НК-100прол} = 57,01 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

При тимчасовому навантаженні А-15:

$$M_{А-15опор} = 82,78 \text{ кН}\cdot\text{м}, M_{А-15прол} = 29,08 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ (рис. 2.14).}$$

Оскільки:

$$M_{А-15опор} > M_{НК-100опор}, M_{А-15прол} < M_{НК-100прол}.$$

подальші розрахунки для перевірки граничних станів першої групи ведемо за більшим значенням Розрахункове значення:

$$M_{А-15опор} = 82,78 \text{ кН}\cdot\text{м} / \text{м}; M_{НК-100прол} = 57,01 \text{ кН}\cdot\text{м}, Q_z = 152,76 \text{ кН}$$

2.3.6 Розрахунок прогонової плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами в прольоті за методикою [43]

Розрахунковий переріз фрагмента прогонової плити має висоту $h = 340 \text{ мм}$. Клас бетону прогонової плити – В15 (С12/15). Клас бетону не відповідає вимогам [10, табл.3.4] Мінімальний клас бетону прогонової будови має бути не нижче В30.

Визначаємо відстань від центра ваги розтягнутої арматури до найбільш стиснутої точки перерізу балки:

$$d = h - a_s = 340 - 40 = 300 \text{ (мм)}.$$

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою (2.2):

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s,0}}, \text{ [мм]} \quad (2.2)$$

де $\varepsilon_{s,0} = f_{yd} / E_s = 210 / 2,06 \cdot 10^5 \approx 102 \cdot 10^{-5}$ – відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначаються за формулою:,
 $f_{yd} = R_s = 210 \text{ МПа}$ – розрахункове значення опору розтягу арматури А-I.

Підставляючи відомі величини у (2.2) отримуємо:

$$x_{1,u} = \frac{300 \cdot 333 \cdot 10^{-5}}{(333 + 102) \cdot 10^{-5}} = 230 \text{ (мм)}.$$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою (2.3):

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} \quad (2.3)$$

Підставляючи відомі значення у вираз (2.3) отримуємо:

$$\lambda = \frac{(330 - 52) \cdot 10^{-5}}{330 \cdot 10^{-5}} = 0,842.$$

Міцність розтягнутої арматури, з урахуванням втрат від корозії, площею $A_s = 1590 \text{ мм}^2$:

$$f_{yd} \cdot A_s = 210 \cdot 10^3 \cdot 1590 \cdot 10^{-6} = 333,9 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$.

Перевіряємо достатність армування мінімальним конструктивним вимогам. Фактична площа армування нижньої зони $A_s = 1590 \text{ мм}^2$. Площа перерізу розрахункового фрагмента: $A_c = b \cdot d = 1000 \cdot 300 = 300\,000 \text{ (мм}^2\text{)}$.

З умов мінімального армування, коефіцієнт армування ρ повинен бути не меншим 0,5%:

$$\rho = (A_s / A_c) \cdot 100\% \geq \rho_{\min} = 0,5\%. \quad (2.4)$$

Фактичне значення ρ :

$$(\rho = (1590 / 300000) \cdot 100\% = 0,53\%) > (\rho_{\min} = 0,5\%).$$

Умову виконано. Кількість розтягнутого стрижневого армування нижньої зони достатня з мінімальних конструктивних вимог.

Визначаємо фактичну висота стиснутої зони бетону за формулою (2.5):

$$x_1 = \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_s}{(1 + \lambda) \cdot b \cdot f_{cd}}, [M]. \quad (2.5)$$

Підставляючи відомі значення у (2.5) отримуємо:

$$x_1 = \frac{2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 1590 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,842) \cdot 1,0 \cdot 8,5 \cdot 10^3} = 0,042 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову (2.6):

$$x_1 < x_{1,u}, \quad (2.6)$$

$$(x_1 = 0,042 \text{ м}) < (x_{1,u} = 0,230 \text{ м}).$$

Умову виконано. Переріз заармовано раціонально. Несуча здатність перерізу встановлюється по розтягнутій арматурі.

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз розрахункового фрагмента прогонової плити шириною 1 м по арматурі за формулою (2.7):

$$M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right), [\text{кН} \cdot \text{м} / \text{м}] \quad (2.7)$$

Підставляючи відомі та обчислені значення параметрів у (2.7), отримуємо:

$$M_u = 1590 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot \left(0,30 - \frac{0,042 \cdot (1 + 0,842 + 0,842^2)}{3 \cdot (0,842 + 1)} \right) = 93,7 \text{ (кН} \cdot \text{м} / \text{м)}.$$

$$\left(M \cdot \gamma_r = 57,01 \cdot 1,0 = 57,01 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}} \right) < \left(M_u = 93,7 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}} \right).$$

Умову міцності виконано. Коефіцієнт використання залізобетонного нормального перерізу прогонової плити складає 0,60 (по розтягнутій арматурі).

2.3.7 Розрахунок фрагмента плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами за методикою [10, розділ 3]

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = d = h - a_s = 340 - 40 = 300 \text{ (мм)}.$$

Оскільки для бетону В15 даних по фізико-механічним характеристикам у [10, табл. 3.6], не наведено, приймаємо $R_b = f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$.

При обстеженні армування верхньої (стиснутої) зони не виявлене. $A_s' = 0$.

Фактична висота стиснутої зони бетону, виходячи з формули (3.18) [10], для перерізу з ненапруженою арматурою ($A_p = A_p' = 0$):

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}, \text{ [м]}. \quad (2.8)$$

Підставляючи відомі величини у (2.8), отримуємо:

$$x = \frac{210 \cdot 10^6 \cdot 1590 \cdot 10^{-6}}{8,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0} = 0,039 \text{ (м)}.$$

Граничний згинальний момент, який, в бік запасу, може витримати переріз (для перерізу з ненапруженою арматурою), [10, формула (3.17)]:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - x / 2), \text{ [кН} \cdot \text{м]}. \quad (2.9)$$

Підставляючи відомі величини у (2.9) отримуємо:

$$M_u = 8,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 0,039 \cdot (0,30 - 0,039 / 2) \cdot 10^{-3} = 92,98 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

$$(M \cdot \gamma_r = 57,01 \cdot 1,0 = 57,01 \text{ кН} \cdot \text{м}) < (M_u = 92,98 \text{ кН} \cdot \text{м}).$$

Умову міцності виконано. Коефіцієнт використання перерізу залізобетонної накладної плити - 0,61 (по розтягнутій арматурі).

2.3.8 Розрахунок прогонової плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами на приопорній ділянці за методикою [43]

Розрахунок на при опорній ділянці проводиться аналогічно до розрахунку в прольоті.

Приймаємо армування плити у верхній зоні аналогічно нижній зоні.

Висота перерізу $h = 340$ мм. Клас бетону прогонової плити за результатами інструментальних досліджень – В15 (С12/15).

Визначаємо відстань від центра ваги робочої арматури до найбільш стиснутої точки перерізу плити на при опорній ділянці:

$$d = h - a_s = 340 - 40 = 300 \text{ (мм)}.$$

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою (2.2):

$$x_{1,u} = \frac{300 \cdot 333 \cdot 10^{-5}}{(333 + 102) \cdot 10^{-5}} = 230 \text{ (мм)}.$$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою (2.3):

$$\lambda = \frac{(330 - 52) \cdot 10^{-5}}{330 \cdot 10^{-5}} = 0,842.$$

Міцність розтягнутої арматури, з урахуванням втрат від корозії, що прийнята еквівалентною нижній арматурі, площею $A_s = 1590$ мм²:

$$f_{yd} \cdot A_s = 210 \cdot 10^3 \cdot 1590 \cdot 10^{-6} = 333,9 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$.

Перевіряємо достатність армування мінімальним конструктивним вимогам. Фактична площа армування верхньої зони $A_s = 1590 \text{ мм}^2$. Площа перерізу розрахункового фрагмента: $A_c = b \cdot d = 1000 \cdot 300 = 300\,000 \text{ (мм}^2\text{)}$.

Визначаємо фактичну висота стиснутої зони бетону за формулою (2.5):

$$x_1 = \frac{2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 1590 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,842) \cdot 1,0 \cdot 8,5 \cdot 10^3} = 0,042 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову (2.6):,

$$(x_1 = 0,042 \text{ м}) < (x_{1,u} = 0,230 \text{ м}).$$

Умову виконано. Переріз заармовано раціонально. Несуча здатність перерізу встановлюється по розтягнутій арматурі.

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз розрахункового фрагмента прогонової плити шириною 1 м по арматурі визначаємо за формулою (2.7):

$$M_u = 1590 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot \left(0,30 - \frac{0,042 \cdot (1 + 0,842 + 0,842^2)}{3 \cdot (0,842 + 1)} \right) = 93,7 \text{ (кН} \cdot \text{м / м)}.$$

$$\left(M \cdot \gamma_r = 82,78 \cdot 1,0 = 82,78 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}} \right) < \left(M_u = 93,7 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}} \right).$$

Умову міцності виконано. Коефіцієнт використання припорного перерізу монолітної залізобетонної плити – 0,88 (по розтягнутій арматурі).

2.3.9 Розрахунок прогонової плити на міцність по похилим перерізам

А) Визначення достатності висоти перерізу

Максимальна поперечна сила на опорі: $V_{Ed} = Q_{\max} = 152,76 \text{ кН}$.

Звідки:

$$q = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{L_o} = \frac{2 \cdot 152,76}{2,76} = 110,7 \text{ (кН/м)}.$$

Визначаємо величину поперечної сили, що діє в похилому перерізі:

$$V'_{Ed} = V_{Ed} - q \cdot z_{\text{ins}} = 152,76 - 110,7 \cdot 0,263 = 123,64 \text{ (кН)},$$

де

$$z_{\text{ins}} = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,292 = 0,263 \text{ (м)},$$

$$d = h - (a_s + 0,5 \cdot 1,6) = 34 - (4 + 0,5 \cdot 1,6) = 29,2 \text{ (см)}.$$

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу без врахування обтиснення. Коефіцієнт зниження міцності в бетоні з тріщинами при зсуві:

$$\nu = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250). \quad (2.10)$$

Підставляючи відомі величини у (2.10) отримуємо:

$$\nu = 0,6 \cdot (1 - 11 / 250) = 0,573.$$

Гранична розрахункова величина опору зсуву:

$$V_{rd, \max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}, \text{ [кН]}. \quad (2.11)$$

Підставляючи відомі величини у (2.11) отримуємо:

$$V_{rd, \max} = 0,5 \cdot 100 \cdot 29,2 \cdot 0,573 \cdot 0,85 = 711,09 \text{ (кН)}.$$

$$V_{Rd,max} = 711,09 \text{ кН} > V_{Ed} = 152,76 \text{ кН}.$$

Умову (4.41), [27], виконано. Висота перерізу достатня.

Б) Визначення несучої здатності опорного перерізу плити

Визначаємо відсоток поздовжнього армування в опорній зоні:

$$\rho_L = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1590}{1000 \cdot 292} = 0,0054 < 0,02.$$

Оскільки все поздовжнє армування прогонових плит доходить до опори

$$A_{sl} = A_s = 1590 \text{ мм}^2.$$

Середнє значення стискаючих напружень на опорі: $\sigma_{cp} = 0$ (МПа).

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}, [\text{МПа}], \quad (2.12)$$

$$\text{де } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{292}} = 1,827 \leq 2, \quad C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138.$$

Підставляючи відомі величини у (2.12) отримуємо:

$$V_{min} = 0,035 \cdot 1,827^{\frac{3}{2}} \cdot 11^{\frac{1}{2}} = 0,286 (\text{МПа}).$$

Без урахування поперечного армування прогонової плити:

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, [\text{кН}] \quad (2.13)$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, [\text{кН}] \quad (2.14)$$

Підставляючи відомі величини у (2.13) та (2.14) отримуємо такі результати:

$$V_{Rd,c} = (0,0286 + 0,15 \cdot 0) \cdot 100 \cdot 29,2 = 83,51(\text{кН}).$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,138 \cdot 1,827 \cdot (100 \cdot 0,0054 \cdot 11)^{1/3} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 1000 \cdot 292 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 = 133,3(\text{кН}).$$

$$(V_{Rd,c, \max} = 133,3 \text{кН}) < (V_{Ed} = 152,76 \text{кН}).$$

Умову не виконано. Необхідно врахувати вплив поперечного армування.

Для елементів з поперечним армуванням приймаємо мінімальне значення $\cot \theta = \{1 \dots 2,5\} = 1,0$ (ймовірна похила тріщина іде під кутом $\theta = 45^\circ$ до осі прогонової плити). Тоді $\text{tg } \theta = 1 / \cot \theta = 1,0$.

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 292 = 263(\text{мм}). \quad \nu_1 = 0,6, \text{ оскільки } f_{ck} < 60 \text{ МПа}.$$

Площа поперечного армування A_{sw} , що включається в роботу для компенсації поперечної сили, враховується на довжині $c = \{d \dots 2 \cdot d\}$. Приймаємо мінімальне значення $c = d = 292(\text{мм})$, що відповідає куту $\theta = 45^\circ$. Враховуючи, що у цю довжину в одній прогоновій плиті потрапляє мінімум $(3 \times 10) = 30$ стрижнів діаметром 6 мм класу А-I (А240С), улаштованих з кроком $s = 100 \text{ мм}$, $A_{sw} = 848 \text{ мм}^2$.

При $(\sigma_{cp} = 0 \text{ МПа}) < (0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot 8,5 = 2,125 \text{ (МПа)})$, значення

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1 + 0 / 8,5 = 1.$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta), [\text{кН}] \quad (2.15)$$

Підставляючи відомі величини у (2.15) маємо:

$$V_{Rd,s} = \frac{848}{100} \cdot 263 \cdot 168 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} = 374,68 \text{ (кН)}.$$

Гранична поперечна сила, яку може сприйняти переріз:

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \operatorname{tg} \theta), \text{ [кН]} \quad (2.16)$$

$$V_{Rd, \max} = 1,0 \cdot 100 \cdot 26,3 \cdot 0,6 \cdot 8,5 / (1+1) = 670,65 \text{ (кН)}.$$

Вибираємо менше з двох значень за (2.15) та (2.16): $V_{Rd,s} = 374,68 \text{ (кН)}$.

$$V_{Rd,s} = 374,68 \text{ кН} > V_{Ed} = 152,76 \text{ кН}.$$

Умову виконано. Міцність похилих перерізів прогонової плити забезпечена. Коефіцієнт використання перерізу 0,4.

2.3.10 Розрахунок прогонової ферми

А) Вихідні дані для розрахунку

Розглядається середня прогонова ферма сталезалізобетонного мосту розрахунковим прольотом $l_0 = 22,0 \text{ м}$, яка сприймає навантаження від власної ваги, ваги монолітної залізобетонної прогонової плити умовною шириною 2,76 м та висотою 340 мм, ваги асфальтобетонного дорожнього покриття та корисного тимчасового навантаження НК-100 (А-15). Розрахунковий переріз сталеві ферми, що працює спільно із залізобетонною плитою, показаний на рис. 2.16.

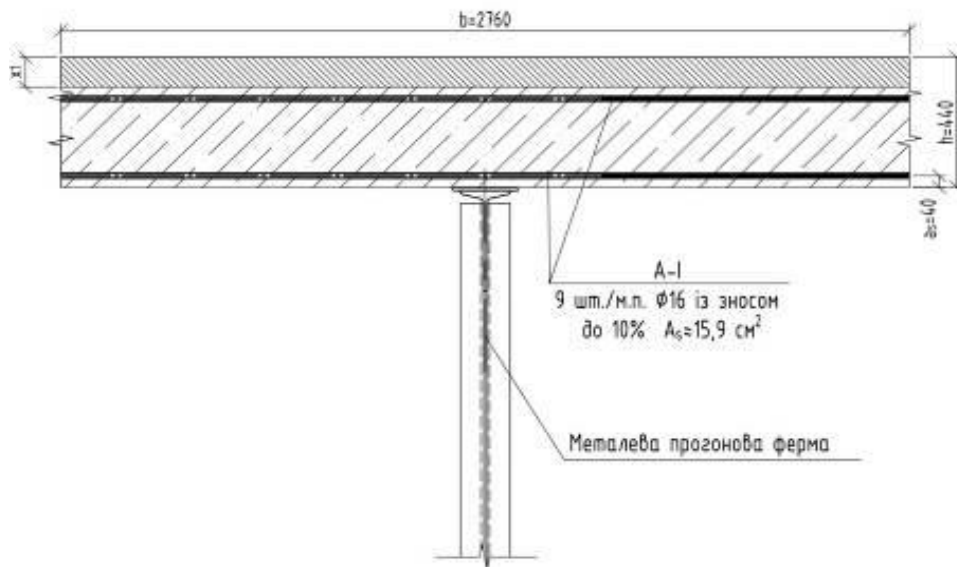


Рисунок 2.16 – Переріз і армування фрагмента сталезалізобетонної конструкції мосту

Розрахункові схеми ферми показані на рис. 2.17 ... 2.19.

Навантаження встановлені згідно з [10], [20], [29].

Б) Постійні впливи:

Власна погонна вага фрагмента прогонової плити умовною шириною 2,76 м, нормативне значення:

$$q_{1,n} = b \cdot h \cdot 1,0 \cdot \rho_{зб} \cdot g = 2,76 \cdot 0,34 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 10^3 \cdot 10 = 23,46 \text{ (кН / м.п.)}.$$

Розрахункове значення, з урахуванням $\gamma_f = 1,25$, [29, табл. 6.2]:

$$q_{1,p} = q_{1,n} \cdot \gamma_f = 23,46 \cdot 1,25 = 29,325 \text{ (кН / м.п.)};$$

Рівномірно розподілений тиск від дорожнього покриття (асфальтобетон 70 ... 120 мм (в бік запасу прийнято 120 мм), $\gamma_f = 2,0$, [29, табл. 6.2] на вантажну ширину 2,76 м.

Нормативне значення:

$$q_{н,а} = 2,76 \cdot 0,12 \cdot 1 \cdot 2,45 \cdot 10^3 \cdot 10 = 8,114 \text{ (кН / м.п.)}.$$

Розрахункове значення:

$$q_{р,а} = q_{н,а} \cdot \gamma_f = 8,114 \cdot 2,0 = 16,23 \text{ (кН / м.п.)}.$$

В) Тимчасові впливи:

Навантаження НК-100 на одне колесо, враховуючи динамічний коефіцієнт, $1 + \mu = 1$ (табл. 17.2 ДБН В.1.2-15:2009),

$$P_n / 2 \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 245 / 2 \cdot 1 \cdot 1 = 122,5 \text{ (кН)}.$$

Навантаження А-15 ($\gamma_f = 1,5$, $1 + \mu = 1,3$) на 1 колесо – $(P_n / 2) \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = (147,15 / 2) \cdot 1,3 \cdot 1,5 = 143,5 \text{ (кН)}$ та смуга рівномірно розподіленого навантаження $V_n / 2 \cdot \gamma_f = 14,7 / 2 \cdot 1,5 = 11,03 \text{ (кН / м)}$. Оскільки відстань між тандемами А-15 має бути не менше 20 м, у розрахунковий проліт попадає 2 тандеми.

Загальне погонне навантаження від постійних впливів на розрахунковий фрагмент шириною 2760 мм:

Нормативне:

$$q_n = q_{1,н} + q_{н,а} = 23,46 + 8,114 = 31,574 \text{ (кН / м)}.$$

Граничне:

$$q = q_p = q_{1,р} + q_{р,а} = 29,325 + 16,23 = 45,55 \text{ (кН / м)}.$$

Г) Опис розрахункової моделі прогонової ферми

Розглядаємо 3 варіанти завантаження прогонової ферми

Варіант 1 – завантаження постійними впливами (власна вага ферми, прогонової плити, конструкцій асфальтобетонного покриття) + тимчасове навантаження (НК-100).

Варіант 2 – завантаження постійними впливами (власна вага ферми, прогонової плити, конструкцій асфальтобетонного покриття) + тимчасове навантаження (А-15, завантаження одним тандемом).

Варіант 3 – завантаження постійними впливами (власна вага ферми, прогонової плити, конструкцій асфальтобетонного покриття) + тимчасове навантаження (А-15, завантаження двома тандемами).

Розрахунок ферми виконуємо у програмному комплексі SCAD.

Д) Визначення внутрішніх силових факторів

В результаті розрахунків отримуємо такі внутрішні силові фактори в елементах ферми:

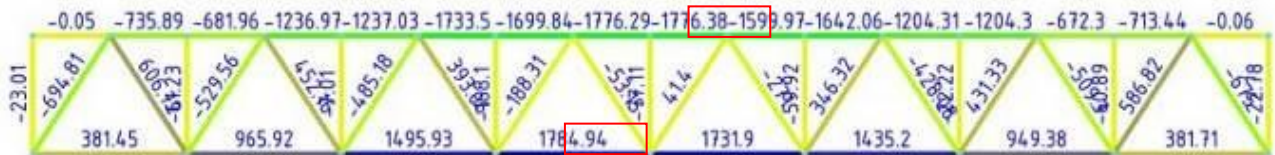


Рисунок 2.17 – Зусилля N, кН, що виникають в елементах ферми від завантажень постійними впливами + тимчасове навантаження НК-100



Рисунок 2.18 – Зусилля N, кН, що виникають в елементах ферми від завантажень постійними впливами + тимчасове навантаження (А-15, завантаження одним тандемом)

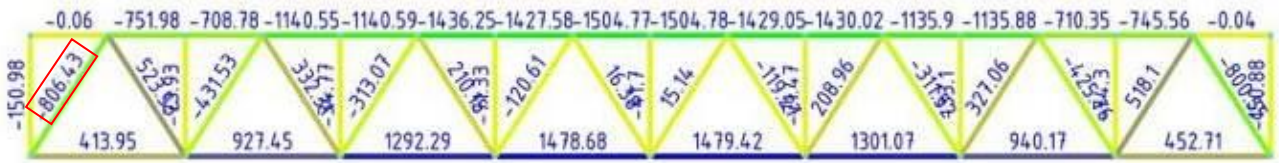


Рисунок 2.19 – Зусилля N , кН, що виникають в елементах ферми від завантажень постійними впливами + тимчасове навантаження (А-15, завантаження двома тандемами)

Найбільші зусилля виникають в поясах ферми від завантажень постійними впливами + тимчасове навантаження НК-100, тому, подальші розрахунки для перевірки граничних станів першої групи поясів ведемо за тимчасовим впливом НК-100, як більш не вигідним. Розрахунки опорних розкосів та опорних стійок – за комбінацією 3 (завантаження постійними впливами + тимчасове навантаження А-15 (завантаження двома тандемами, візки на опорах).

Е) Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу і стиску

Розрахунок на міцність елементів із сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу і стиску проводимо згідно з [41, п.п. 8.1.1] за формулою (2.17).

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.17)$$

де N – поздовжнє зусилля;

A_n – площа перерізу нетто;

R_y – розрахунковий опір сталі [41, табл.Г.2];

γ_c – коефіцієнт умов роботи [41, п.п. 5.4].

γ_n – коефіцієнт надійності.

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску проводимо за формулою (2.18) згідно з [41, п.п. 8.1.3]:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.18)$$

де φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, значення якого при $\bar{\lambda} > 0,4$ необхідно обчислювати за [41, формула (8.4)]; $\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість стрижня.

Ж) Виконуємо перевірку верхнього поясу ферми.

Оскільки, навантаження на верхній пояс ферми передається через суцільний жорсткий настил (залізобетонні плити з важкого бетону), що безперервно обпирається на стиснутий пояс ферми, то загальна стійкість стиснутої частини ферми (верхнього поясу), як плоскої системи, слід вважати забезпеченою.

Найбільше повздовжнє зусилля стиску $N = -1776,38$ кН. Переріз верхнього поясу ферми – тавровий, габаритами $166 \times 200(h)$ мм, що виконується з двотавра №55а по ОСТу 16-1932 та підсилений смугою 210×10 мм. Геометричні характеристики перерізу визначаються за допомогою програми «Консул» програмного комплексу «SCAD Office», табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Геометричні характеристики таврового перерізу

	Параметр	Значення	Одиниці виміру
A	Площа поперечного перерізу	78,359	см ²
I _y	Момент інерції відносно	2402,909	см ⁴

	центральної осі Y_1 , що паралельна осі Y		
I_z	Момент інерції відносно центральної осі Z_1 , що паралельна осі Z	1509,513	см^4
i_y	Радіус інерції відносно осі Y_1	5,544	см
i_z	Радіус інерції відносно осі Z_1	4,394	см

Виконуємо перевірку верхнього поясу ферми на стійкість.

Розрахункова довжина панелі в площині ферми $\ell_{ef}=136,5\text{см}$.

Гнучкість елемента в площині ферми:

$$\lambda_{ef} = \ell_{ef} / i_y = 136,5 / 5,544 = 24,62.$$

Умовна гнучкість в площині ферми:

$$\lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24,62 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,822.$$

По [41, табл. Ж.1] для типу кривої стійкості «С» при $\bar{\lambda}_{ef}=0,82$ - коефіцієнт $\varphi = 0,926$.

Підставляючи відомі величини у (2.18), отримуємо:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1776,38 \cdot 1}{0,926 \cdot 78,359 \cdot 23 \cdot 0,9_c} = 1,18 > 1.$$

Умову стійкості не виконано.

3) Виконуємо перевірку нижнього (розтягнутого) поясу ферми. Найбільше повздовжнє зусилля $N = 1784,94$ кН. Переріз нижнього поясу ферми тавр габаритами $166 \times 200(h)$ мм, що виконується з двотавра №55а по ОСТу 16-

1932, підсилений металевою смугою 210x10 мм. Геометричні характеристики перерізу див. таблицю 2.3.

Підставляючи відомі величини у (2.17):

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1784,94 \cdot 1}{78,359 \cdot 23 \cdot 0,9} = 1,1 \geq 1.$$

Умова міцності не виконується, тобто міцність елементів нижнього поясу не забезпечена. Переріз на сприйняття проектних впливів НК-100 та А-15 перевантажений. Міцність перерізу на проектні навантаження 1956 року НГ-60, Н-13 забезпечена.

И) Виконуємо перевірку опорного розкошу ферми на міцність.

Найбільше повздовжнє зусилля $N = -806,43$ кН. Переріз опорного розкошу ферми у вигляді тавра зі спарених кутиків $\perp 130 \times 90 \times 10$. Геометричні характеристики перерізу визначаються за допомогою програми «Консул» програмного комплексу «SCAD».

Таблиця 2.4 – Геометричні характеристики перерізу зі спарених кутиків $\perp 130 \times 90 \times 10$, відстань між якими 12 мм

	Параметр	Значення	Одиниці виміру
A	Площа поперечного перерізу	42,48	см ²
i_y	Радіус інерції відносно осі Y_1	4,1259	см
i_z	Радіус інерції відносно осі Z_1	3,808	см

Умова міцності (2.17):

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{806,43 \cdot 1}{42,48 \cdot 23 \cdot 0,95} = 0,86 < 1.$$

Умова виконується, тобто міцність розкосу забезпечена.

К) Виконуємо перевірку опорного розкосу ферми на стійкість.

Розрахункова довжина розкосу в площині та із площини ферми $\ell_{ef} = \ell_{efl} = 241,3 \text{ см}$.

Гнучкість елемента в площині ферми

$$\lambda_{ef} = \ell_{ef} / i_y = 241,3 / 4,1259 = 58,48.$$

Умовна гнучкість в площині ферми

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 58,48 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,95.$$

По [41, табл. Ж.1 додатку Ж] для типу кривої стійкості «С» при $\bar{\lambda}_{ef} = 1,95$ - коефіцієнт $\varphi = 0,75$.

Умова стійкості опорного розкосу (2.18):

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{806,43 \cdot 1}{0,75 \cdot 42,48 \cdot 23 \cdot 0,95_c} = 1,15 \geq 1.$$

Умова не виконується. Стійкість опорного розкосу в площині ферми не забезпечена.

Гнучкість елемента із площині ферми:

$$\lambda_{efl} = \ell_{efl} / i_z = 241,3 / 3,808 = 63,36.$$

Умовна гнучкість із площини ферми:

$$\bar{\lambda}_{efl} = \lambda_{ef1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 63,36 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,11.$$

По [41, табл. Ж.1 додатку Ж] для типу кривої стійкості С при $\bar{\lambda}_{ef}=2,11$ - коефіцієнт $\varphi = 0,724$.

Умова стійкості з площини ферми:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{806,43 \cdot 1}{0,724 \cdot 42,48 \cdot 23 \cdot 0,95} = 1,2 \geq 1.$$

Умова не виконується, стійкість розкосу із площини ферми не забезпечена.

Л) Коефіцієнти використання елементів ферми.

Згідно розрахунку в програмному комплексі SCAD коефіцієнт використання перерізів основних елементів ферми показаний на рис. 2.20.

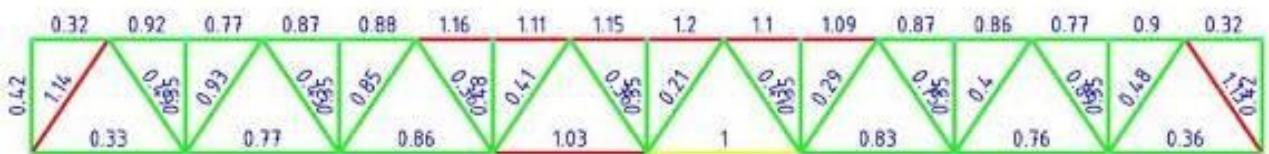


Рисунок 2.20 – Коефіцієнт використання перерізів ферми за результатами розрахунку в програмному комплексі SCAD

Критичними факторами є: не забезпечена міцність та стійкість верхнього поясу, не забезпечена міцність перерізів нижнього поясу ферми, не забезпечена стійкість перерізів опорних розкосів в площині та із площини ферми.

М) Перевірка загальної стійкості ферми

У програмному комплексі SCAD виконано перевірку на загальну стійкість ферми і отримано коефіцієнти запасу стійкості при таких комбінаціях завантажень:

1. Власна вага ферми + вага монолітної прогонової плити + вага дорожнього покриття.
2. Власна вага ферми + вага монолітної прогонової плити + вага дорожнього покриття + тимчасове навантаження НК-100.
3. Власна вага ферми + вага монолітної прогонової плити + вага дорожнього покриття + тимчасове навантаження А-15 (завантаження одним тандемом).
4. Власна вага ферми + вага монолітної прогонової плити + вага дорожнього покриття + тимчасове навантаження А-15 (завантаження двома тандемами).

Результати розрахунку зведені у таблицю 2.5.

Таблиця 2.5 – Коефіцієнти запасу стійкості

Номер комбінації завантаження	Форма	Коефіцієнт запасу стійкості системи
1	1	>2
2	1	1,50194
3	1	1,54963
4	1	1,79296

Стійкість системи вцілому забезпечена.

Н) Розрахунок деформацій сталевих конструкцій мосту – просторової ферми

Для спрощення, просторова ферма була розбита на три складові частини – внутрішня (середня) ферма та зовнішні ферми. Проаналізовано напружено-деформований стан більш завантаженої – середньої ферми.

Деформації прогонової конструкції ферми визначаємо за експлуатаційними значеннями навантажень. Оскільки навантаження НК-100 враховується тільки при розрахунках за граничними станами першої групи, експлуатаційний тимчасовий вплив визначаємо від навантажень А-15.

Навантаження А-15 – двовісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь – $P_n = 9,81 \cdot 15 = 147,15$ (кН) + смуга рівномірно розподіленого навантаження на $V_n = 0,98 \cdot 15 = 14,7$ (кН / м) по двом смугам під колесами. При розрахунку за другою групою граничних станів коефіцієнт γ_f не враховується. Тому навантаження від тимчасового впливу А-15 на 1 колесо – $(P_n / 2) \cdot (1 + \mu) = (147,15 / 2) \cdot 1,3 = 95,65$ (кН) та смуга рівномірно розподіленого навантаження $V_n / 2 = 14,7 / 2 = 7,35$ (кН / м). Приймаємо квазіпостійну складову тимчасового навантаження – 60% від нормативного значення. Звідки:

$$P_{n1} = 0,6 \cdot (P_n / 2) \cdot (1 + \mu) = 0,6 \cdot 95,65 = 57,39 \text{ (кН)}.$$

$$v_{n1} = 0,6 \cdot V_n / 2 = 0,6 \cdot 7,35 = 4,41 \text{ (кН / м)}.$$

Нормативне значення власної ваги прогонової плити

$$q_{1,н} = b \cdot h \cdot 1,0 \cdot \rho_{зб} \cdot g = 2,76 \cdot 0,34 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 10^3 \cdot 10 = 23,46 \text{ (кН / м.п.)}.$$

Нормативне значення рівномірно розподіленого тиску від дорожнього покриття (асфальтобетон 70 ... 120 мм)

$$q_{н,а} = 2,76 \cdot 0,12 \cdot 1 \cdot 2,45 \cdot 10^3 \cdot 10 = 8,114 \text{ (кН / м.п.)}.$$

Гранично допустимий прогин плити мостової споруди згідно з чинними нормами [28, п.6.3.2]:

$$f_{u1} = \frac{1}{400} \cdot L_{01}, [\text{мм}]. \quad (2.19)$$

Підставляючи відомі величини у (2.19), отримуємо:

$$f_{u1} = \frac{2760}{400} = 6,9 \text{ (мм)}.$$

При розрахунку напружено-деформованого стану прогонових конструкцій від експлуатаційних впливів з тимчасовим навантаженням А-15 встановлено, що прогонова плита прогинається при розрахункових впливах на $f_1 = 0,25 \text{ мм}$.

Оскільки фактичний прогин f_1 при розрахункових впливах менше гранично допустимого прогину f_{u1} :

$$f_1 = 0,25 \text{ мм} < f_{u1} = 6,9 \text{ мм}.$$

Умову жорсткості прогонової плити при експлуатаційних впливах забезпечено.

Гранично допустимий прогин прогонової ферми мостової споруди згідно з [28, п.6.3.2]:

$$f_{u2} = \frac{1}{400} \cdot L_{02} = \frac{22000}{400} = 55 \text{ (мм)}.$$

Прогин прогонової ферми від різних варіантів експлуатаційних завантажень показаний на рис. 2.21, 2.22.



Рисунок 2.21 – Прогин ферми від експлуатаційних впливів з тимчасовим навантаженням А-15 (завантаження одним тандемом)



Рисунок 2.22 – Прогин ферми від експлуатаційних впливів з тимчасовим навантаженням А-15 (завантаження двома тандемами)

При розрахунку напружено-деформованого стану прогонових конструкцій від експлуатаційних впливів з тимчасовим навантаженням А-15 (завантаження одним тандемом) (рис. 2.21) встановлено, що прогонова ферма прогинається на $f_1 = 43$ мм.

При розрахунку напружено-деформованого стану прогонових конструкцій від експлуатаційних впливів з тимчасовим навантаженням А-15 (завантаження двома тандемами) (рис. 2.22) встановлено, що прогонова ферма прогинається на $f_1 = 40$ мм

Оскільки максимальний фактичний прогин f_1 менший гранично допустимого прогину f_{u1} :

$$f_1 = 43 \text{ мм} < f_{u1} = 55 \text{ мм}.$$

Умову жорсткості прогонової ферми виконано.

Жорсткість прогонової сталезалізобетонної конструкції забезпечена.

2.4 Висновки за результатами моделювання прогонової будови сталезалізобетонного мосту

За результатами моделювання напружено-деформованого стану основних конструкцій сталезалізобетонних конструкцій мостової споруди, взятої як приклад, за пропонованою методикою авторів О.В. Войцехівського, Д. М. Байди, В.О. Попова, викладеною у джерелі [43], виявлено, що основні результати дуже близькі до чинної застарілої методики, наведеної у [10]. Розбіг результатів не перевищує 10%. Однак пропонована методика повністю усуває протиріччя чинних норм [26, 27, 41] з [10].

1) За обома методиками (пропонованою та чинною) виявлено, що вказана мостова сталезалізобетонна конструкція мосту через р. Сорока розташований на км 91+698 автомобільної дороги Р-33 знаходиться в обмежено працездатному стані за класифікацією [11].

2) За результатами інструментальних досліджень, виконаних у [1, 38] виявлено, що міцність бетону монолітної плити прогонової будови – не відповідає вимогам норматива [10].

3) Вантажопідйомність мостової споруди на момент обстеження відповідає проектним значенням, але не відповідає чинним нормам, з врахуванням накопичення дефектів та пошкоджень конструкцій споруди в процесі експлуатації, посилення вимог надійності в чинних нормах [29] у порівнянні зі старими нормами [22], збільшення навантаження на мостову споруду з НГ-60 (Н-13) до НК-100 (А-15).

4) Габарит проїзної частини Г-6,94 м не відповідає вимогам [29, табл. 5.1]. Існуюча ширина тротуару 0,75 м не відповідає нормативним вимогам 2,25 м.

5) За результатами виконаних перевірочних розрахунків моделі споруди, виявлено, що внаслідок перевантаження основних несучих елементів, споруда знаходиться в обмежено працездатному стані, однак може сприймати проектні тимчасові навантаження Н-13 та НГ-60.

6) Найбільш невідповідним з точки зору міцності прогонових конструкцій мостової споруди є завантаження проїзної частини тимчасовим навантаженням НК-100.

7) Міцність сталезалізобетонної прогонової конструкції не забезпечена. Ферми при тимчасовому впливі (НК-100, А-15) перевантажені. Коефіцієнт використання нормальних перерізів в середині прольоту – 1,1.

8) Загальна стійкість металевих ферм забезпечена. Коефіцієнт запасу стійкості більше 1,5.

9) Жорсткість мостової споруди в цілому забезпечена.

10) Міст вимагає проведення невідкладної реконструкції в якій слід передбачити такі заходи: часткове підсилення верхнього та нижнього поясів та опорних розкосів прогонових ферм, заміну монолітної плити прогонової будови; приведення ширини тротуарної та проїзної частин мосту до вимог чинних норм.

РОЗДІЛ 3 КОНСТРУКТИВНІ І ТЕХНОЛОГІЧНІ ПРОПОЗИЦІЇ ПО ПІДСИЛЕННЮ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ІСНУЮЧИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТОВИХ СПОРУД

Аналіз літературних джерел, виконаний у розділі 1, а також, висновки за результатами моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних мостів, зведених у минулому, на прикладі мостової споруди у смт. Дашів Вінницької області, дозволяють зробити висновок щодо необхідності масового підсилення мостів зі сталезалізобетону.

Відомо, що більшість сталезалізобетонних мостів, збудованих в Україні за вузькі. Тому, базуючись на інженерному досвіді відомих мостобудівельників нашої держави та світу пропонується раціональний спосіб підсилення улаштуванням двобічних прибудов.

3.1 Метод розширення прогонової будови

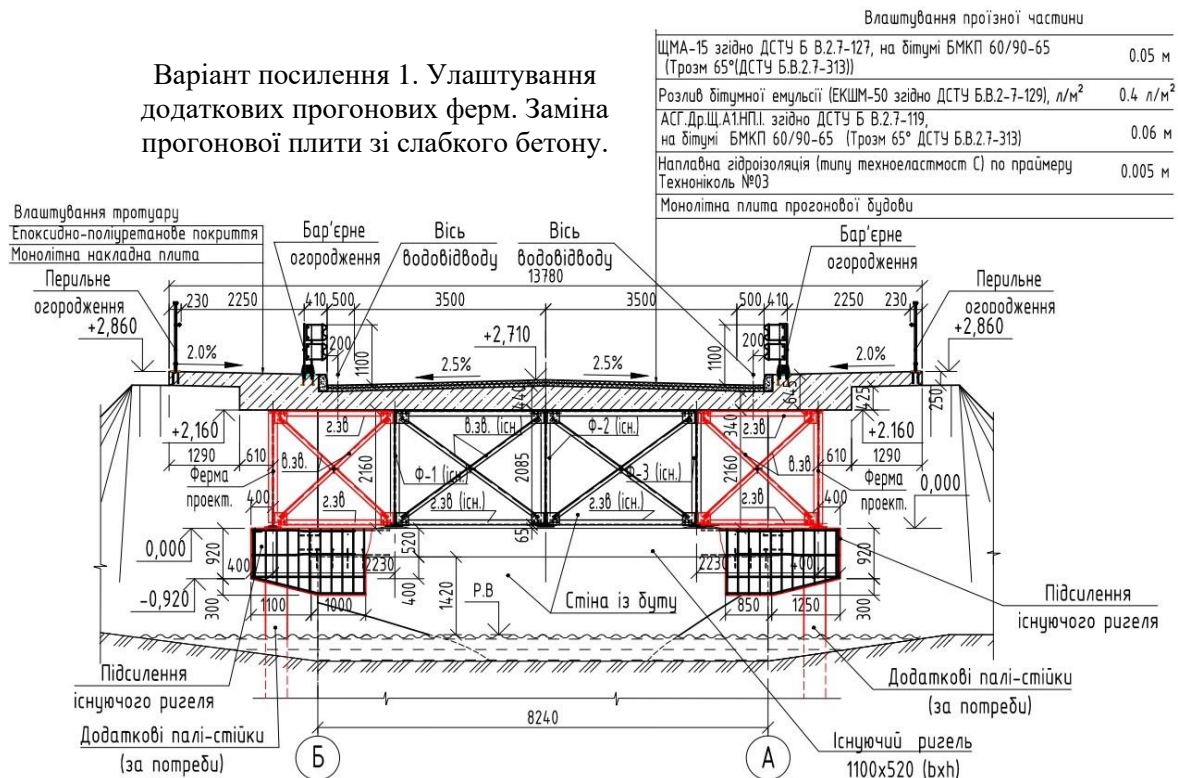
Виконавши ґрунтовний аналіз чинної нормативної та наукової документації з проектування реконструкції мостових споруд, та зваживши на технічний стан існуючих конструкцій мостової споруди, в яких сталева частина зберіглася непогано, а залізобетонна зазнала критичних ушкоджень, може бути запропоновано два раціональних варіанти його посилення: варіант 1 – посиленням існуючих прогонових конструкцій та варіант 2 – стандартний, який рекомендується спеціалістами ДержДорНДІ, а саме, повною заміною прогонової будови на залізобетонну прогонову конструкцію.

Для прийняття остаточного рішення слід зважити на переваги та недоліки кожного з варіантів підсилення, а також, на вартісні показники реконструкції.

3.1.1 Опис конструкції розширення, що пропонується

Розглянемо перший пропонований варіант реконструкції мосту, принципова схема якого зображена на рис. 3.1. Пропонований варіант

посилення мосту пов'язаний із посиленням та розширенням існуючих конструкцій [1].



Конструктивно пропонується метод забезпечує збільшення габариту (ширини) проїзної частини тротуарів. Для цього слід збільшити опорні конструкції мосту.

Берегові опори збільшуються на потрібні величину шляхом улаштування додаткових палиєвих опорних систем з обох боків берегових опор. Мальові системи працюють як додаткові опори до масивних опор існуючого мосту.

Необхідно наростити (розширити) конструкції існуючих ригелів, що будуть опираються на берегові опори та нові палі.

На ці нарощені ділянки встановлюються два додаткові ряди плоских металевих ферм, конструктивно подібних до існуючих. Оскільки більшість існуючих сталевих ферм сталезалізобетонних мостів виготовлені за

технологією кріплення конструктивних елементів на заклепках, для нових ферм доцільно використати більш технологічні з'єднання. Такими з'єднаннями можуть бути або високоміцні болтові кріплення, або кріплення елементів зварюванням.

Додаткові плоскі ферми зв'язуються з існуючою сталевією прогоновою системою горизонтальними та вертикальними зв'язковими системами у об'єднаний просторовий блок.

Ясно, що конструкції розширення не повністю вирішують проблеми забезпечення несучої здатності існуючих ферм. Тому при реконструкції слід підсилити існуючі ферми у потрібних місцях, відновлюючи їх проектну несучу здатність, втрачену через корозійний знос.

Після утворення просторового блоку з п'яти прогонових ферм, існуюча залізобетонна монолітна плита проїзної частини та тротуарів розбирається. На її місці зводиться нова.

Для забезпечення сумісної роботи накладної залізобетонної плити та металевієї багатоелементної просторовієї ферми на верхніх поясах ферм слід приварити стад-болти, або арматурні випуски, які після виконання бетонування накладної плити забезпечать передачу навантажень між вище розташованою залізобетонною плитою та нижче розташованими сталевими конструкціями.

У порівнянні зі старою сталіє-залізобетонною мостовою спорудою, нова сталіє-залізобетонна мостова конструкція стає ширшою на величину близько 5 м. Це забезпечує сучасні транспортні вимоги чинних норм.

3.1.2 Конструктивні елементи розширення прогонової будови

До конструктивних елементів розширення прогонової будови належать:

- два ряди додаткових сталевих плоских ферм, конструктивно подібних до існуючих;
- горизонтальні розпірки між існуючими крайніми фермами та новими прибудованими фермами;

- горизонтальні розкоси, які улаштовуються в рівні верхнього та нижнього поясу ферм;
- розкоси, що улаштовуються в вертикальних площинах;
- елементи підсилення існуючих ферм.

3.2 Метод заміни прогонової будови

Для оцінки ефективності пропонованого методу реконструкції опишемо стандартний метод за другим варіантом, який пропонується багатьма інженерами-мостобудівельниками у [21, 53 – 55]. Цей метод посилення сталезалізобетонних мостів широко відомий, застосовується дуже часто для гарантованого відновлення працездатності прогонової будови мостової споруди та сприйняття зростаючих тимчасових навантажень (НК-100, А-15).

Метод пов'язаний із повною заміною прогонової будови зі сталезалізобетонної на класичну балочну збірно-монолітну конструкцію (рис. 3.2).

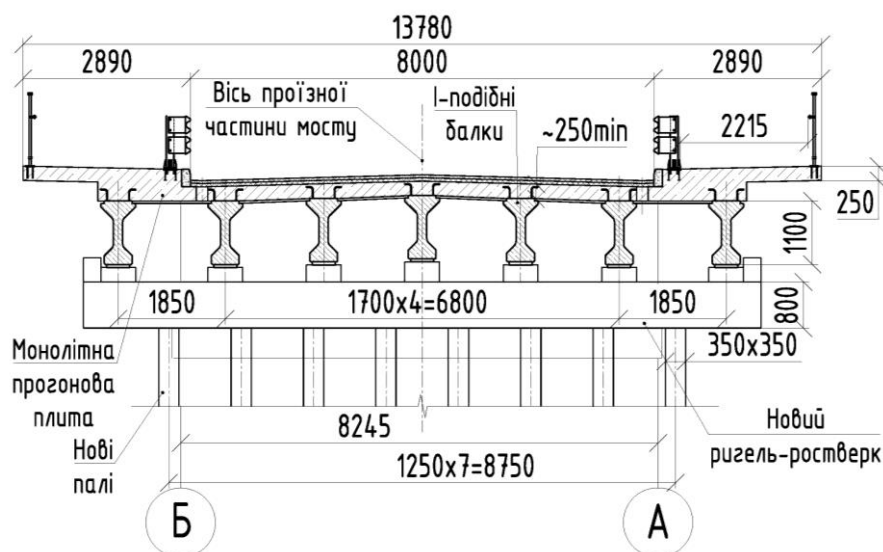


Рис унок 3.2 – Проектований переріз мостової споруди після реконструкції за другим варіантом шляхом заміни прогонової будови

В процесі реконструкції дорожній рух повністю перекривається. Існуючі сталезалізобетонні конструкції розбираються та утилізуються. На старому місці, фактично, зводиться нова прогонова будова. Тому, після реконструкції, міст

буде являти собою однопрогонову залізобетонну конструкцію зі збірних залізобетонних мостових І-подібних балок та нерозрізної монолітної залізобетонної прогонової плити.

Конструкції монолітної плити доцільно улаштувати по щитах незйомної збірної залізобетонної опалубки, яка встановлена в шпонках між І-подібними балками. Балки улаштовані по розрізній схемі з деформаційними швами поблизу перехідних плит.

Отримана збірно-монолітна прогонова будова являє собою плиту із ребрами вздовж прольоту. В цьому варіанті реконструкції заміна опорних ригель-ростверків не достатньої довжини на нові не представляє великих складнощів.

Прогонові балки, що улаштовуються на підферменниках ростверків змінної висоти, які забезпечують проектну розуклонку верхньої поверхні мостової споруди в поперечному напрямку. Між підферменниками і балками встановлюються спеціальні мостові еластомерні опори – деформаційні вкладиші для компенсації горизонтальних та вертикальних зміщень опорних частин балок під час їх роботи під навантаженням.

У порівнянні зі старою сталевозалізобетонною мостовою спорудою, загальна ширина мосту після капремонту стає більшою на величину близько 5 м. Тобто, габарити за обома згаданими варіантами, однакові. Бетон основних прогонових монолітних конструкцій (монолітної плити, монолітних ригелів-ростверків) з ненапруженою арматурою згідно з вимогами [10, табл. 3.4] приймається за розрахунком в межах В30 ... В40.

У якості робочого напруженого армування І-подібних балок прийнято арматурні джгути з канатів К-7, які встановлюються в нижній зоні балки. Монолітну прогонову плиту рекомендовано армувати двома арматурними сітками, що улаштовані в верхній та нижній зоні. Сітки слід виготовляти з дротів діаметром 16 мм класу А-III (А400), що встановлені з кроком 200 мм (у повздовжньому та поперечному напрямках).

Дорожній одяг проїзної частини мосту в обох варіантах реконструкції повинен бути багатошаровим, середньою товщиною 110 мм.

3.3 Опис технології підсилення за пропонованим методом улаштуванням двобічної сталезалізобетонної прибудови

Розбирання та збирання мостової споруди доцільно виконувати у дві черги з частковим перекриттям руху. Узагальнена технологічна послідовність робіт з виконання робіт з улаштування підсилення за пропонованим методом (п. 3.1):

- демонтаж існуючого дорожнього покриття, дефектних перильного та бар'єрного огороження існуючого мосту;
- встановлення додаткових паль поблизу берегових опор;
- улаштування бічних нарощень ригель-росверків з об'єднанням існуючих опорних конструкцій з новими палями;
- встановлення додаткових сталевих прогонових ферм на видовжені ригель-ростверки;
- улаштування системи грат між існуючими сталевими конструкціями та новими фермами з утворенням єдиного жорсткого просторового сталевих блоку;
- демонтаж половини прогонової залізобетонної плити з обмеженою тимчасовою експлуатацією іншої половини;
- улаштування половини нової залізобетонної прогонової плити (з випусками робочого армування у майбутній шов бетонування), що спирається частково на старі металокожструкції, частково, на ферму поширення та тимчасова експлуатація цієї половини;
- демонтаж залишків старої залізобетонної плити та улаштування на її місці половини нової прогонової плити;
- улаштування перехідних конструкцій, улаштування дорожнього і тротуарного покриття;
- улаштування бар'єрного та перильного огорожень;

- захист сталевих і бетонних конструкцій мосту від корозії.

Технологічна схема виконання робіт показана на рис. 3.3.

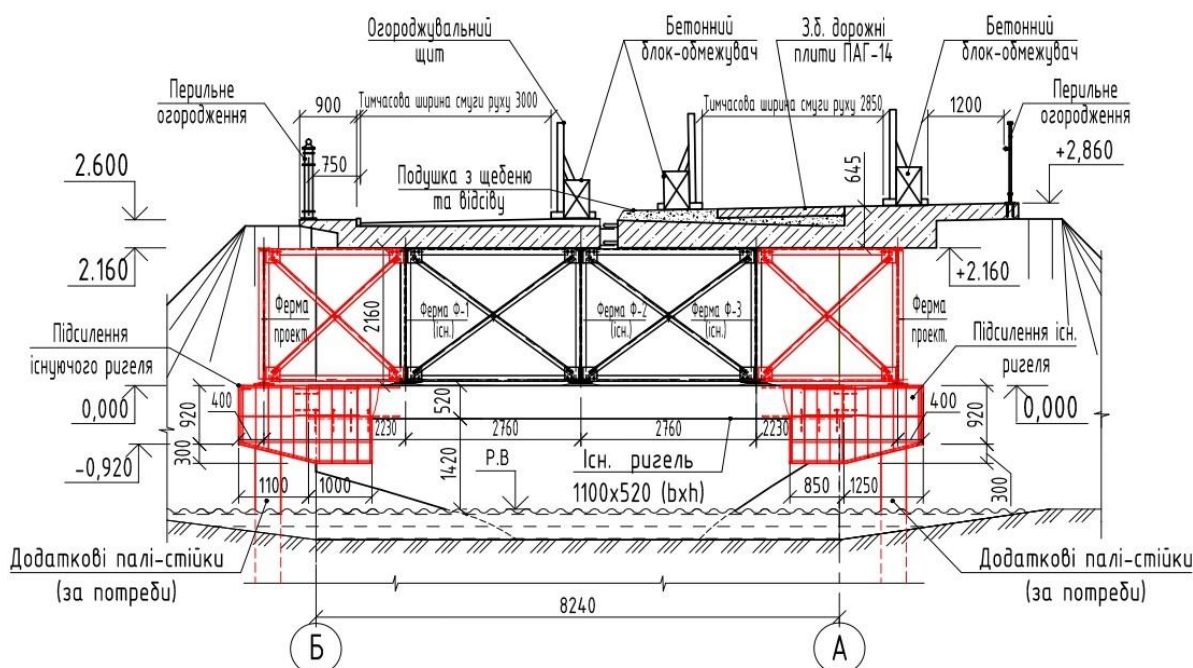


Рисунок 3.3 – Технологічна схема виконання робіт з частковим перекриттям руху автомобілів.

З лівого боку показаний фрагмент існуючої прогонової плити, що експлуатується під час виконання робіт з правого (поширеного) боку.

Вказаний спосіб посилення має як велику перевагу – можливість обмеженої експлуатації споруди під час реконструкції, так і низку значних недоліків – необхідність обмеження вантажопідйомності поширеного мосту з потрібного (НК-100, А-15) до проектного (НК-80, А-11) тимчасового колісного впливу, технологічні складнощі при улаштуванні поширень опорних ригелів у стиснених умовах, проблеми з приєднанням нових сталевих конструкцій до старих, необхідність улаштовувати більш товсту плиту для забезпечення необхідної поперечної водовідвідної розуклонки прогонової будови тощо.

При варіанті розбирання залізобетонної пролітної плити у одну чергу, тобто, повністю, за один підхід, необхідно повністю перекрити рух на мостовій споруді. При розбиранні пролітної будови по половині перерізу існує можливість залишити обмежений реверсивний рух для пішоходів та легкого

автомобільного транспорту. Технологічний варіант з частковим перекриттям руху на мостовій споруді, що реконструюється, використовується рідко через необхідність запровадження і виконання на будмайданчику екстраординарних заходів безпеки при здійсненні будівельно-монтажних робіт через загрозу обрушення частин споруди при розбиранні, а також через необхідність залучення будівельної установи з високою технологічною дисципліною, яких в Україні не так вже і багато.

3.4 Висновки з конструктивних та технологічних пропозицій з реконструкції мостової сталезалізобетонної споруди

1. Докладно розглянуто два методи реконструкції мостів, а саме метод посилення сталобетонної конструкції двобічною прибудовою та стандартний метод повної заміни прогонової будови.

2. Наведений науковий матеріал проілюстрований реальним прикладом непридатної до нормальної експлуатації мостової споруди у смт. Дашів Вінницької області.

3. Доведено, що метод посилення більш доцільний за умови необхідності часткової експлуатації споруди під час виконання будівельно-монтажних робіт. Такий метод дозволяє відновити проектну несучу здатність мостової споруди (НК-80, А-11) із забезпеченням сучасних габаритних вимог та вимог безпеки руху за менші кошти. Економія у довоєнних цінах складає до 11%.

4. Метод повної заміни прогонової будови менш економічний, однак за цим методом можна збільшити вантажопідйомність мосту аж до НК-100, А-15, тобто, на 20%. При цьому можна досягти не тільки потрібних габаритних, а і несучих характеристик мостової споруди за більш короткий термін. Економія часу на виконання будівельно-монтажних робіт при реконструкції складає до 19%.

РОЗДІЛ 4 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

4.1 Розрахунок кошторисної вартості реконструкції прогонової будови сталезалізобетонного мосту методом підсилення

На рисунку 4.1 представлений варіант мостового переходу, у якому передбачається ремонт балок прогонової будови та підсилення прогонових будов, для пропуску сучасного нормативного тимчасового навантаження за допомогою монолітної залізобетонної накладної плити.

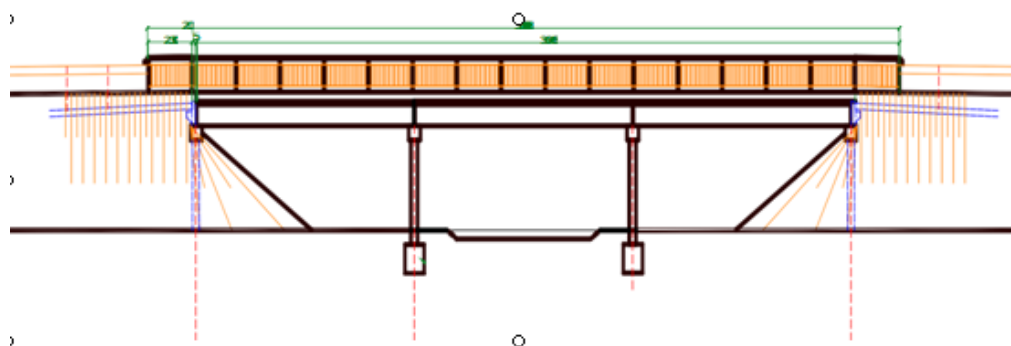


Рисунок 4.1 – Варіант мостового переходу, у якому передбачається ремонт балок прогонової будови та підсилення прогонових будов.

Згідно даної реконструкції мосту передбачається виконати такі роботи:

1. Для балок прогонової будови потрібно: видалити слабкий захисний шар бетону, очистити арматуру від продуктів корозії, продути стиснутим повітрям. Відновити захисний шар бетону полімер-цементним розчином. Встановити сльозинки
2. Виконати підсилення прогонових будов, для пропуску сучасного нормативного тимчасового навантаження за допомогою монолітної залізобетонної накладної плити.
3. Опори посилити залізобетонним «сорочками»
4. Влаштувати нову гідроізоляцію, з нанесенням під тиском, по верху монолітної залізобетонною накладної плити.

5. Відновити захисний шар бетону пошкоджених залізобетонних елементів споруди за допомогою полімерної мінеральної суміш.
6. Відновити залізобетонне укріплення конусу насипу.
7. Відновити тротуарні консолі.
8. Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огородження проїзної частини та перильну огорожу.
9. Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
10. Нанести крайову та вісьову розмітку.

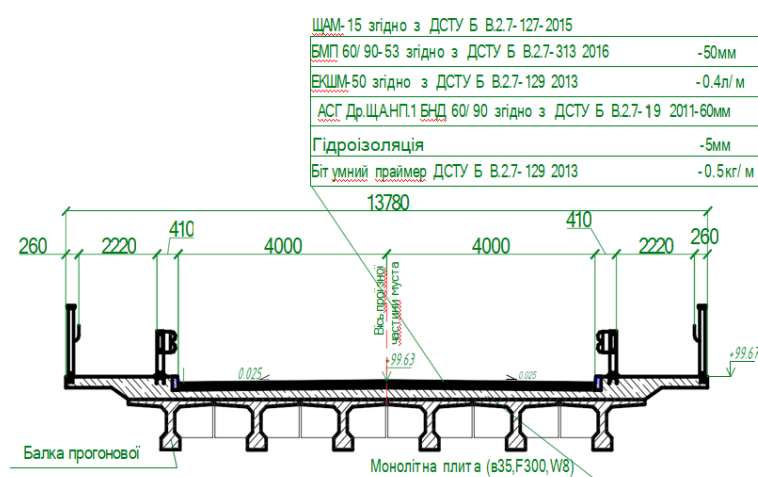


Рисунок 4.2 – Поперечний переріз прогонової споруди.

4.2 Розрахунок кошторисної вартості реконструкції прогонової будови мосту методом заміни прогонової будови

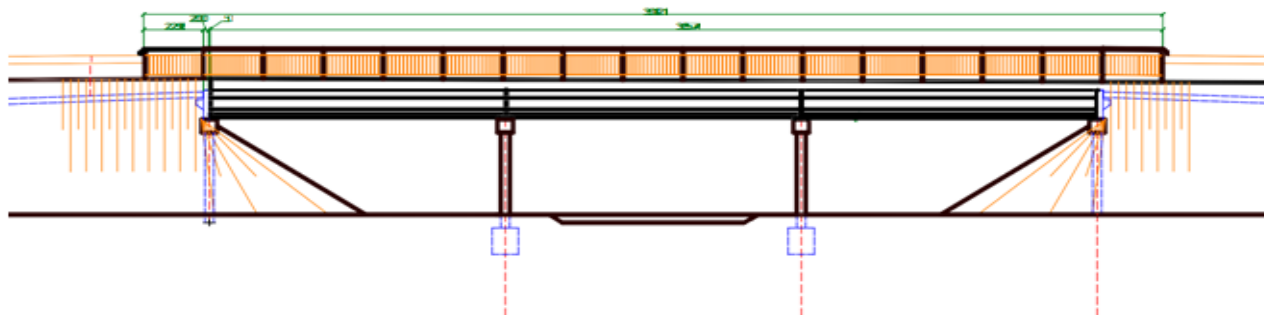


Рисунок 4.1 – Варіант заміни старої прогонової будови на попередньо напружені залізобетонні балки

Варіант №2- це ремонт за старою схемою. У цьому варіанті мостового переходу передбачається замінити старі прогонові будови на попередньо напружені залізобетонні балки довжиною до 11.36 м з висотою перерізу 1.1 м збірно-монолітних прогонових мостів та шляхопроводів виробництва

«Обербетон» розроблені під тимчасові вертикальні навантаження Н-30, НК- 80.

Також встановлення монолітної залізобетонної накладної плити.

Основні конструктивні особливості даних балок:

1. невелика висота перерізу;
2. легкість і швидкість установки в проектне положення;
3. використання при виробництві балок попередньо напруженої арматури.

Згідно першого варіанту реконструкції мосту передбачається виконати такі роботи:

1. Заміна балок прогонові будови на нові залізобетонні
2. Встановлення монолітної залізобетонної накладної плити.
3. Опори посилити залізобетонним «сорочками»
4. Влаштувати нову гідроізоляцію, з нанесенням під тиском, по верху монолітної залізобетонною накладної плити.
5. Відновити захисний шар бетону пошкоджених залізобетонних елементів споруди за допомогою полімерної мінеральної суміш.
6. Відновити залізобетонне укріплення конусу насипу.
7. Відновити тротуарні консолі.
8. Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огороження проїзної частини та перильну огорожу.
9. Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
10. Нанести крайову та вісьову розмітки.

4.3 Визначення узагальнених вартісних показників

Було розроблено 2 варіанти ремонту капітального мосту. У першому варіанті була проведена підсилення прогонових будов, для пропуску А11 і НК-80 нормативного тимчасового навантаження за допомогою встановлення додаткових ферм. У другому варіанті була проведена заміна старих прогонових будов на нові попередньо напружені залізобетонні балки довжиною до 11.36 м з висотою перерізу 1.1 м. Також встановлення монолітної температурно нерозрізної плити. Вартість будівництва за першим варіантом склала – 22462524 грн, за другим – 26618714 грн, Найвигіднішим варіантом виявився перший варіант. Усі кошториси представлені в таблицях 4.1-4.3.

До розрахунку було обрано перший варіант на старих прогонових будовах. Для прогонової будови 3-4, яка має в поперечному перерізі шість балок довжиною 11,36 м, виконано перерахунок плити проїзної частини.

**Таблиця 4.1 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 01-01-01
на Підготовчі роботи**

Основа:
креслення (специфікації) № Зведена відомість обсягів робіт по мосту, розділ
1

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість

731,493 тис. грн.
4,15821 тис.люд.год.

Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

275,99 тис. грн.
3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "3 червня" 2023 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кіль- кість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.				
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробіт- ної плати	експлуа- тації машин	не зайнятих обслуговуванням машин				
										заробіт- ної плати	в тому числі зар- робітної плати	в тому числі зар- робітної плати	тих, що обслуговують машини	
													на одини- цю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
		Розділ 1. Фрезерування асфальтобетонного покриття мосту та підходів, демонтаж дорожнього одягу												
		Асфальтобетонне покриття мосту середня товщина 17 см												
1	ДН2-32-8 тех.ч п.5.1.1 к=1,2 к=1,2	Холодне фрезерування асфальтобетонного покриття фрезою WIRTGEN 1000 при глибині фрезерування 8 см [при виконанні робіт на одній половині проїзної частини дороги, з рухом транспорту по другій половині з інтенсивністю більше 150 автомобілів за добу]	1000 м2	0,22	<u>32971,41</u> 1861,80	<u>30939,41</u> 6813,46	7254	410	<u>6807</u> 1499	<u>32,1000</u> 78,4884	<u>7,06</u> 17,27			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	ДН2-32-9 к=9 тех.ч п.5.1.1 к=1,2 к=1,2	На кожен 1 см зміни глибини фрезерування додавати або виключати за нормами 2-32-7 та 2- 32-8 [при виконанні робіт на одній половині проїзної частини дороги, з рухом транспорту по другій половині з інтенсивністю більше 150 автомобілів за добу] Відфрезерований а/бетон відвозиться з об'єкту ремонту (де асфальт фрезерується) до місця приготування суміші органічно-мінеральної СФОВ на відстань 162 км. (п.22 Транспортної схеми постачання основних будівельних матеріалів та виробів). Відфрезерований а/бетон становить значну частку СФОВ (50-55 %), яка в подальшому використовується як шар дорожнього покриття. Далі готова СФОВ перевозиться з місця приготування на об'єкт ремонту.	1000 м2	0,22	<u>14677,25</u> 808,06	<u>13677,71</u> 3007,72	3229	178	<u>3009</u> 662	<u>13,9320</u> 34,7663	<u>3,07</u> 7,65
3	С331-39 варіант 3	Перевезення відфрезерованого асфальтобетону у змішувальну устаноівку самоскидами на відстань 95 км Асфальтобетонне покриття на підходах (в місці влаштування перехідних плит) товщина 17 см	т	78,54	<u>448,02</u> -	<u>448,02</u> -	35187	-	<u>35187</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
4	ДН2-32-8 тех.ч п.5.1.1 к=1,2 к=1,2	Холодне фрезерування асфальтобетонного покриття фрезою WIRTGEN 1000 при глибині фрезерування 8 см [при виконанні робіт на одній половині проїзної частини дороги, з рухом транспорту по другій половині з інтенсивністю більше 150 автомобілів за добу]	1000 м2	0,13	<u>32971.41</u> 1861,80	<u>30939.41</u> 6813,46	4286	242	<u>4022</u> 886	<u>32,1000</u> 78,4884	<u>4,17</u> 10,2
5	ДН2-32-9 к=9 тех.ч п.5.1.1 к=1,2 к=1,2	На кожен 1 см зміни глибини фрезерування додавати або виключати за нормами 2-32-7 та 2- 32-8 [при виконанні робіт на одній половині проїзної частини дороги, з рухом транспорту по другій половині з інтенсивністю більше 150 автомобілів за добу]	1000 м2	0,13	<u>14677,25</u> 808,06	<u>13677,71</u> 3007,72	1908	105	<u>1778</u> 391	<u>13,9320</u> 34,7663	<u>1,81</u> 4,52
6	С331-39 варіант 3	Перевезення відфрезерованого асфальтобетону у змішувальну устаноівку самоскидами на відстань 95 км	т	46,41	<u>448,02</u> -	<u>448,02</u> -	20793	-	<u>20793</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
7	РН18-1-6	Розбирання асфальтобетонних покриттів вручну	100м3	0,182	<u>16133,46</u> 16133,46	<u>-</u> -	2936	2936	<u>-</u> -	<u>305,5000</u> -	<u>55,6</u> -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
8	PH18-1-3	Розбирання щебених покриттів та основи	100м3	0,3	<u>4438,79</u> 1368,84	<u>3069,95</u> 698,65	1332	411	<u>921</u> 210	<u>25,9200</u> 8,6041	<u>7,78</u> 2,58	
9	PH20-40-1	Навантаження сміття вручну	1 т	4,59	<u>86,08</u> 86,08	-	395	395	-	<u>1,6300</u> -	<u>7,48</u> -	
10	PH20-41-1	Навантаження сміття механізоване	100 т	0,8714	<u>1881,45</u> 174,80	<u>1706,65</u> 593,98	1639	152	<u>1487</u> 518	<u>3,3100</u> 8,5540	<u>2,88</u> 7,45	
11	C331-34-3	(268,03-263,63)*90=396 грн/тонна на 90 км Перевезення будівельного сміття самоскидами на відстань 90 км	т	91,73	<u>396,00</u> -	<u>396,00</u> -	36325	-	<u>36325</u> -	-	-	
Разом прями витрати по розділу 1							115284	4829	<u>110329</u> 4166		<u>89,85</u> 49,67	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							115284					

Всього по розділу 1							120929					
Розділ 2. Демонтаж елементів мостової споруди та підходів												
12	E30-73-1 к дем.=0,7	(Демонтаж) Установлення сталевих зварних поручнів на мостах і шляхопроводах	т	2,2904	<u>2447,92</u> 2387,04	<u>60,60</u> 22,06	5607	5467	<u>139</u> 51	<u>35,9170</u> 0,3370	<u>82,26</u> 0,77	
13	C1545-104 (зворотні матеріали)	Брухт металевий (зворотні матеріали)	т	2,29	<u>4816,31</u> -	-	11029	-	-	-	-	
14	E30-74-1 к=0,8	Розбирання залізобетонних стовпів огороження	м3	0,4	<u>7340,89</u> 3206,42	<u>3922,35</u> 1225,07	2936	1283	<u>1569</u> 490	<u>48,9680</u> 14,5885	<u>19,59</u> 5,84	
15	PH20-40-1	Навантаження сміття вручну	1 т	0,096	<u>86,08</u> 86,08	-	8	8	-	<u>1,6300</u> -	<u>0,16</u> -	
16	PH20-41-1	Навантаження сміття екскаваторами на автомобілі-самоскиди, місткість ковша екскаватора 0,25 м3.	100 т	0,00864	<u>1881,45</u> 174,80	<u>1706,65</u> 593,98	16	2	<u>14</u> 5	<u>3,3100</u> 8,5540	<u>0,03</u> 0,07	
17	C331-34-3	Перевезення будівельного сміття самоскидами на відстань 90 км	т	0,96	<u>396,00</u> -	<u>396,00</u> -	380	-	<u>380</u> -	-	-	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
18	E9-35-1 Кдем=0,7	Демонтаж металевих стовпів	m	0,06	<u>6104,58</u> 5836,05	<u>174,20</u> 58,92	366	350	<u>10</u> 4	<u>96,8800</u> 0,8898	<u>5,81</u> 0,05
19	E9-35-1 Кдем=0,7	Демонтаж бордюрних металевих кутиків	m	0,0566	<u>6104,58</u> 5836,05	<u>174,20</u> 58,92	346	330	<u>10</u> 3	<u>96,8800</u> 0,8898	<u>5,48</u> 0,05
20	M8-152-1 Кдем=0,3	Демонтаж металевих кронштейнів кабелів	m	0,051	<u>3708,11</u> 2609,57	<u>1055,62</u> 205,74	189	133	<u>54</u> 10	<u>40,8000</u> 2,7768	<u>2,08</u> 0,14
21	C1545-104 (зворотні матеріали)	Брухт металевий (зворотні матеріали)	t	0,1676	<u>4816,31</u> -	- -	807	-	- -	- -	- -
Разом прямі витрати по розділу 2							9848	7573	<u>2176</u> 563		<u>115,41</u> 6,92
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							9848				
Вартість зворотних матеріалів, грн.							99				
							8136				
							5009				
							16,14				
							1639				
							14857				
Всього по розділу 2							11836				
							14857				
Розділ 3. Демонтаж з/б елементів мостової споруди та підходів											
22	E46-35-2	Розбирання монолітних залізобетонних перекриттів	m3	63,58	<u>1695,22</u> 1041,55	<u>611,51</u> 238,82	107782	66222	<u>38880</u> 15184	<u>17,2900</u> 3,7510	<u>1099,3</u> 238,49
23	E46-34-3	Демонтаж з/б монолітних перехідних плит	m3	36,64	<u>4394,73</u> 2241,89	<u>2110,68</u> 824,33	161023	82143	<u>77335</u> 30203	<u>36,3000</u> 12,9470	<u>1330,03</u> 474,38
24	PH20-40-1	Навантаження сміття вручну	1 t	12,53	<u>86,08</u> 86,08	- -	1079	1079	- -	<u>1,6300</u> -	<u>20,42</u> -
25	PH20-41-1	Навантаження сміття механізоване	100 t	2,3802	<u>1881,45</u> 174,80	<u>1706,65</u> 593,98	4478	416	<u>4062</u> 1414	<u>3,3100</u> 8,5540	<u>7,88</u> 20,36
26	C331-34-3	Перевезення будівельного сміття самоскидами на відстань 90 км	t	250,55	<u>396,00</u> -	<u>396,00</u> -	99218	-	<u>99218</u> -	- -	- -
Разом прямі витрати по розділу 3							373580	149860	<u>219495</u> 46801		<u>2457,63</u> 733,23

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					373580 4225 196661 126977 421,2 42738 500557				
		Всього по розділу 3					500557				
		Розділ 4. Очищення схилів									
27	E47-3-4	Очищення ділянки від сміття	100м2	2,7	<u>324,25</u>	-	875	875	-	<u>6,1400</u>	<u>16,58</u>
					324,25	-			-	-	-
28	E1-203-2	Зрізування середнього чагарника і дрібнолісся у ґрунтах природного залягання кущорізами на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.]	га	0,027	<u>1556,91</u>	<u>1556,91</u>	42	-	<u>42</u>	-	-
					-	407,09			11	4,9113	0,13
29	E1-207-2	Зрібання зрізаного або викорчуваного середнього чагарника і дрібнолісся чагарниковими граблями на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням до 20 м	га	0,027	<u>1424,35</u>	<u>1424,35</u>	38	-	<u>38</u>	-	-
					-	438,77			12	5,2932	0,14
30	E1-191-2	Звалювання дерев м'яких порід з кореня, діаметр стволів до 20 см	100шт	0,07	<u>830,34</u>	-	58	50	-	<u>11,0800</u>	<u>0,78</u>
					708,68	-			-	-	-
31	E1-191-6	Звалювання дерев м'яких порід з кореня, діаметр стволів понад 32 см	100шт	0,09	<u>2688,62</u>	-	242	201	-	<u>34,8500</u>	<u>3,14</u>
					2229,01	-			-	-	-
32	E1-197-1	Корчування пнів у ґрунтах природного залягання викорчовувачами-збирачами на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням пнів до 5 м, діаметр пнів до 24 см	100 пнів	0,16	<u>1659,86</u>	<u>1659,86</u>	266	-	<u>266</u>	-	-
					-	466,42			75	5,5419	0,89
33	E1-199-1	Засипання підкорінних ям бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.]	100ям	0,16	<u>1799,91</u>	<u>1799,91</u>	288	-	<u>288</u>	-	-
					-	466,58			75	5,4648	0,87
34	C112-244 варіант 1 (зворотні матеріали)	Дрова (зворотні матеріали)	м3	5,86	<u>1146,91</u>	-	6721	-	-	-	-
					-	-			-	-	-
35	PH20-40-1	Навантаження сміття вручну	1 т	0,675	<u>86,08</u>	-	58	58	-	<u>1,6300</u>	<u>1,1</u>
					86,08	-			-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
36	PH20-41-1	Навантаження сміття екскаваторами на автомобілі-самоскиди, місткість ковша екскаватора 0,25 м3.	100 т	0,12825	<u>1881,45</u> 174,80	<u>1706,65</u> 593,98	241	22	<u>219</u> 76	<u>3,3100</u> 8,5540	<u>0,42</u> 1,1
37	C331-34-3	Перевезення будівельного сміття самоскидами на відстань 90 км	т	13,5	<u>396,00</u> -	<u>396,00</u> -	5346	-	<u>5346</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
		Разом прямі витрати по розділу 4					7454	1206	<u>6199</u> 249		<u>22,02</u> 3,13
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					7454 49 1455 978 3,33 337 8432				
		Вартість зворотних матеріалів, грн.					6721				
		Всього по розділу 4					8432				
		Розділ 5. Організація дорожнього руху під час ремонту									
		МОНТАЖ									
38	PH18-61-1	Установлення дорожніх знаків на металевих стояках	100шт	0,18	<u>44999,51</u> 29139,20	<u>9646,16</u> 1690,73	8100	5245	<u>1736</u> 304	<u>502,4000</u> 24,6961	<u>90,43</u> 4,45
39	PH18-61-4	При установленні додаткових щитків додавати до норм 18-61-1, 18-61-2, 18-61-3	100шт	0,12	<u>5777,60</u> 5269,30	<u>-</u> -	693	632	<u>-</u> -	<u>90,8500</u> -	<u>10,9</u> -
40	& C1416-8668-11	Стійки дорожніх знаків (труба прямошовна оцинкована О 57х3.5, L=2000 мм)	шт	18	<u>455,06</u> -	<u>-</u> -	8191	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
41	& C1416-8668-212	Шляховий знак круглий типорозмір I	шт	30	<u>1485,52</u> -	<u>-</u> -	44566	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
42	& C1416-8668-12	Підставка для дор. знаків ДС10-17	шт	18	<u>308,89</u> -	<u>-</u> -	5560	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
43	& 15093-363-1191	Напрямні віхи на підставках ДС10-17	шт	6	<u>292,05</u> -	<u>-</u> -	1752	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
44	& C1416-8668-12	Підставка для дор. знаків ДС10-17	шт	6	<u>308,89</u> -	<u>-</u> -	1853	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		ДЕМОНТАЖ									
45	PH18-61-1 к дем.=0,7	(Демонтаж) Установлення дорожніх знаків на металевих стояках	100шт	0,18	<u>27149,75</u> 20397,44	<u>6752,31</u> 1183,51	4887	3672	<u>1215</u> 213	<u>351,6800</u> 17,2873	<u>63,3</u> 3,11
46	PH18-61-4 к дем.=0,7	(Демонтаж) При установленні додаткових щитків додавати до норм 18-61-1, 18-61-2, 18-61-3	100шт	0,12	<u>3688,51</u> 3688,51	- -	443	443	- -	<u>63,5950</u> -	<u>7,63</u> -
47	& С1416-8668-11 (зворотні матеріали)	Стійки дорожніх знаків (труба прямошовна оцинкована О 57х3.5, L=2000 мм) (зворотні матеріали)	шт	18	<u>196,25</u> -	- -	3533	-	- -	- -	- -
48	& С1416-8668-212 (зворотні матеріали)	Шляховий знак круглий типорозмір І (зворотні матеріали)	шт	30	<u>723,75</u> -	- -	21713	-	- -	- -	- -
49	& С1416-8668-12 (зворотні матеріали)	Підставка для дор. знаків ДС10-17 (зворотні матеріали)	шт	30	<u>150,00</u> -	- -	4500	-	- -	- -	- -
50	& 15093-363-1191 (зворотні матеріали)	Напрявні віхи на підставках ДС10-17	шт	6	<u>142,50</u> -	- -	855	-	- -	- -	- -
51	& С1416-8668-12 (зворотні матеріали)	Підставка для дор. знаків ДС10-17 (зворотні матеріали)	шт	6	<u>150,00</u> -	- -	900	-	- -	- -	- -
		Разом прями витрати по розділу 5					76045	9992	<u>2951</u> 517		<u>172,26</u> 7,56
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					76045 63102 10509 7022 23,74 2409 83067				
		Вартість зворотних матеріалів, грн.					31501				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	

		Всього по розділу 5					83067					
		Розділ 6. Демонтаж існуючих опор електроосвітлення										
52	E33-257-1 Кдем=0,6	Складання та установлення залізобетонних одностоякових опор (для перенесення) (демонтаж)	100опор	0,01	<u>124446,20</u> 17052,00	<u>57037,02</u> 15931,39	1244	171	<u>570</u> 159	<u>294,0000</u> 203,8656	<u>2,94</u> 2,04	
53	E33-259-2 к дем.=0,6	(Демонтаж) Установлення опор з металевих труб вагою до 0,25 т	опора	2	<u>231,89</u> 70,04	<u>161,85</u> 42,00	464	140	<u>324</u> 84	<u>1,1340</u> 0,5615	<u>2,27</u> 1,12	
54	C1545-104 (зворотні матеріали)	Брухт металевий (зворотні матеріали)	т	0,32	<u>4816,31</u> -	<u>-</u> -	1541	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
55	E33-115-2 Кдем=0,4	<i>Демонтаж світильників</i>	<i>шт</i>	3	<u>314,48</u> 78,54	<u>235,94</u> 58,54	943	236	<u>707</u> 176	<u>1,2880</u> 0,7168	<u>3,86</u> 2,15	
56	PH20-40-1	Навантаження сміття вручну	1 т	0,768	<u>86,08</u> 86,08	<u>-</u> -	66	66	<u>-</u> -	<u>1,6300</u> -	<u>1,25</u> -	
57	C331-34-3	Перевезення будівельного сміття самоскидами на відстань 90 км	т	0,75	<u>396,00</u> -	<u>396,00</u> -	297	-	<u>297</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
		Разом прямі витрати по розділу 6						3014	613	<u>1898</u> 419		<u>10,32</u> 5,31
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.						3014				503 1032 638 2,07 210 3652

		Вартість зворотних матеріалів, грн.						1541				

		Всього по розділу 6						3652				
		Разом прямі витрати по кошторису						585225	174073	<u>343048</u> 52715		<u>2867,49</u> 805,82
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі:						585225				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн.					68104				
		всього заробітна плата, грн.					226788				
		Загальновиробничі витрати, грн.					146268				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					484,9				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					49202				
		Всього будівельні роботи, грн.					731493				

		Вартість зворотних матеріалів, грн.					51599				

		Всього по кошторису					731493				
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					4158,21				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					275990				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

_____ **Попов**

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Таблиця 4.2 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 03-01-02
на Ремонт мостової споруди (з/б палі, захист паль, монолітні ригелі, монолітні пояси, підпорні стінки Пс-1 та Пс-1дз, металева шпунтова стінка)
Штучні споруди (Міст через р.Сорока)

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 2444,291 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 8,67041 тис.люд.год.
 Кошторисна заробітна плата 633,309 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,9 розряд

Складений в поточних цінах станом на "3 червня" 2023р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
									на одиницю	всього	
Розділ 1. Захист з/б паль матеріалами Sika											
1	E13-31-6	Шпаклювання нерівностей	100м2	0,448	<u>3879,47</u>	<u>528,93</u>	1738	1472	<u>237</u>	<u>50,1900</u>	<u>22,49</u>
					3286,44	203,31			91	3,1049	1,39
2	& C1633-46ВД-411	Шпаклівка та вирівнюючий розчин Sika MonoTop - 723N	кг	153	<u>54,00</u>	-	8262	-	-	-	-
	варіант 2				-	-			-	-	-
3	ДН10-6-49-1	Гідрофобізація поверхонь	м2	89,6	<u>30,76</u>	<u>22,63</u>	2756	728	<u>2028</u>	<u>0,1400</u>	<u>12,54</u>
					8,12	9,63			863	0,1525	13,66
4	& C1633-46ВД-412	Концентрат силіконової мікроемulsії SikaGuard 702W Aquaphob	кг	4,48	<u>2782,62</u>	-	12466	-	-	-	-
	варіант 4				-	-			-	-	-
5	E30-83-1	Фарбування в 2 шари	100м2	0,896	<u>4303,18</u>	<u>606,85</u>	3856	3312	<u>544</u>	<u>52,4600</u>	<u>47</u>
					3696,33	214,21			192	3,3330	2,99

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	& C1633-46ВД-413 варіант 4	Захисне покриття для бетону Sikagard - 680S Betoncolor	кг	17,92	<u>419,69</u>	-	7521	-	-	-	-
		Разом прямі витрати по розділу 1					36599	5512	<u>2809</u> 1146		<u>82,03</u> 18,04
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					36599				
		-----					28278				
							6658				
							4098				
							13,21				
							1341				
							40697				
		Всього по розділу 1					40697				
		Розділ 2. Підпорні стінки Пс-1 та Пс-1дз									
7	PH20-27-7	глиб 300 мм Свердлення отворів в залізобетонних конструкціях, діаметр отвору до 60 мм, глибина свердлення 200 мм	100шт	2,8	<u>8253,72</u> 8032,12	<u>221,60</u> 32,54	23110	22490	<u>620</u> 91	<u>115,6700</u> 0,5610	<u>323,88</u> 1,57
8	PH20-27-8 к=1	На кожні 100 мм глибини свердлення понад 200 мм додавати	100шт	2,8	<u>1513,18</u> 1468,66	<u>44,52</u> 6,54	4237	4112	<u>125</u> 18	<u>21,1500</u> 0,1127	<u>59,22</u> 0,32
9	ЕН6-11-1 ДСТУ-Н Б Д.2.4- 21:2012 м ч п.4.4 Н2=1, 15 Н5=1,15	Установлення в готові гнізда із заробленням анкерів довжиною до 1 м	т	0,3388	<u>23848,29</u> 23672,30	<u>175,99</u> 59,52	8080	8020	<u>60</u> 20	<u>383,2950</u> 0,7073	<u>129,86</u> 0,24
10	& C111-186-198	Арматура Ф16 А-III (марка 25Г2С) (з урахуванням нарізання)	тонна	0,3388	<u>28464,89</u>	-	9644	-	-	-	-
11	& C1633-124ВД-11 варіант 1	Клей для анкерування та кріплення / хімічний анкер Sika Anchor Fix3	л	8,96	<u>2987,23</u>	-	26766	-	-	-	-
12	E30-77-6	Улаштування підпірних стінок монолітних залізобетонних	м3	97,6	<u>6109,97</u> 1536,00	<u>3682,45</u> 1575,84	596333	149914	<u>359407</u> 153802	<u>24,5800</u> 19,3029	<u>2399,01</u> 1883,96
13	& C1424-11612-B39	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В30, (С25/30) W8, F200	м3	101,504	<u>4139,48</u>	-	420174	-	-	-	-
14	& C1424-111-471	Базальтова фібра Technobasalt 12 мм	кг	292,8	<u>115,12</u>	-	33707	-	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15	& C111-186-116	Арматура Ф8 А-I	тонна	0,45632	<u>19014,92</u>	-	8677	-	-	-	-
16	C124-47	Надбавки до цін заготовок за складання та зварювання каркасів та сіток просторових діаметром 8 мм	т	0,45632	<u>12579,41</u>	-	5740	-	-	-	-
17	& C111-186-117	Арматура Ф10 А-I	тонна	0,10408	<u>19014,92</u>	-	1979	-	-	-	-
18	C124-48	Надбавки до цін заготовок за складання та зварювання каркасів та сіток просторових діаметром 10 мм	т	0,10408	<u>11128,96</u>	-	1158	-	-	-	-
19	& C111-186-118	Арматура Ф12 А-III (марка 25Г2С)	тонна	1,81924	<u>19014,92</u>	-	34593	-	-	-	-
20	C124-49	Надбавки до цін заготовок за складання та зварювання каркасів та сіток просторових діаметром 12 мм	т	1,81924	<u>10298,50</u>	-	18735	-	-	-	-
21	& C111-186-138	Арматура Ф14 А-III (марка 25Г2С)	тонна	2,057	<u>19014,92</u>	-	39114	-	-	-	-
22	C124-50	Надбавки до цін заготовок за складання та зварювання каркасів та сіток просторових діаметром 14 мм	т	2,057	<u>9401,14</u>	-	19338	-	-	-	-
23	& C111-186-119	Арматура Ф16 А-III (марка 25Г2С)	тонна	1,5418	<u>19014,92</u>	-	29317	-	-	-	-
24	C124-51	Надбавки до цін заготовок за складання та зварювання каркасів та сіток просторових діаметром 16-18 мм	т	1,5418	<u>8570,69</u>	-	13214	-	-	-	-
25	ЕН6-11-7 ДСТУ-Н Б Д.2.4- 21:2012 т ч п.4.4 Н2=1, 15 Н5=1,15	Установлення закладних деталей вагою до 5 кг	т	0,01752	<u>61526,36</u> <u>16406,54</u>	<u>175,99</u> <u>59,52</u>	1078	287	<u>3</u> <u>1</u>	<u>265,6500</u> <u>0,7073</u>	<u>4,65</u> <u>0,01</u>
26	C1421-9465	Щебінь із природного каменю для будівельних робіт, фракція 20-40 мм, марка М600	м3	4,24	<u>1120,41</u>	-	4751	-	-	-	-
27	E29-176-3	Установлення гільз зі сталевих труб діаметром 273 мм	10шт	0,8	<u>4845,89</u> <u>828,96</u>	-	3877	663	-	<u>14,6900</u>	<u>11,75</u>
28	ЕН26-24-1 ДСТУ-Н Б Д.2.4- 21:2012 т ч п.4.4 Н2=1, 15 Н5=1,15	Покриття екструдованим пінополістиролом t=50мм	10 м2	0,12	<u>1646,36</u> <u>577,35</u>	<u>699,58</u> <u>272,42</u>	198	69	<u>84</u> <u>33</u>	<u>9,1310</u> <u>4,1602</u>	<u>1,1</u> <u>0,5</u>

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
29	& C111-1693-31	Екструдований пінополістирол 50 мм	м2	1,2	<u>332,01</u>	-	398	-	-	-	-
30	& C111-595-1-5P варіант 1	Мастика бітумно-латексна Sika Igasol-101	кг	175,104	<u>93,78</u>	-	16421	-	-	-	-
Разом прямі витрати по розділу 2							1320639	185555	<u>360299</u>		<u>2929,47</u>
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиборничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиборничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							1320639		153965		<u>1886,6</u>

Всього по розділу 2							1522250				
Розділ 3. Тимчасова металева шпунтова стінка											
31	E1-16-14	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1,25 [1, 25-1,5] м3, група ґрунтів 2	1000м3	0,3384	<u>17779,73</u> 483,74	<u>17255,34</u> 5094,48	6017	164	<u>5839</u> 1724	<u>9,1600</u> 65,4888	<u>3,1</u> 22,16
32	E1-162-2 тех.ч. п.1.3.180 к=1,2	Доробка вручну, зачищення дна і стінок вручну з викидом ґрунту в котлованах і траншеях, розроблених механізованим способом	100м3	0,376	<u>21965,35</u> 21965,35	-	8259	8259	-	<u>385,5600</u> -	<u>144,97</u> -
33	ДН5-7-6	Навантажування сипких матеріалів одноковшовим навантажувачем вантажопідйомністю 2 т з переміщенням на відстань 10 м (щебінь, гравій, глинисті та піщанисті ґрунти природної вологості)	100 м3	0,376	<u>2161,54</u> -	<u>2161,54</u> 526,86	813	-	<u>813</u> 198	<u>-</u> 7,8080	<u>-</u> 2,94
34	C311-10	Перевезення ґрунту до 10 км	т	658	<u>73,02</u> -	<u>73,02</u> 11,66	48047	-	<u>48047</u> 7672	<u>-</u> 0,1610	<u>-</u> 105,94

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
35	E5-14-2	Кількість обертів визначена згідно з ДСТУ-Н Б Д.2.2-48:2012, Дод. В, табл. В1, п.5, стовчик 3. (приймаємо 5) Вартість металопрокакту шпунтової стінки включена з врахуванням 5-кратної обертості. (к=0,25 до витрат металопрокату, т ч Збірника 5,п.1.1.1.8 в) <i>Кріплення та розбирання сталльної шпунтової огорожі котлованів</i>	m	60,33	<u>5096,77</u> 2361,80	<u>853,58</u> 190,42	307488	142487	<u>51496</u> 11488	<u>35,0000</u> 2,3751	<u>2111,55</u> 143,29
36	E1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2 (піщано-гравійною сумішшю ЩПС С5)	1000м3	0,22545	<u>4575,53</u> -	<u>4575,53</u> 1279,85	1032	-	<u>1032</u> 289	<u>-</u> 17,6730	<u>-</u> 3,98
37	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	2,2545	<u>1908,60</u> 1064,88	<u>843,72</u> 327,34	4303	2401	<u>1902</u> 738	<u>18,3600</u> 5,1175	<u>41,39</u> 11,54
38	E1-166-2	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, група ґрунтів 2 (піщано-гравійною сумішшю ЩПС С5)	100м3	0,2505	<u>8404,11</u> 8404,11	<u>-</u> -	2105	2105	<u>-</u> -	<u>165,2400</u> -	<u>41,39</u> -
39	& C141-9601-1Д варіант 3	Готова щебенево-піщана суміш С5.	м3	338,175	<u>1099,58</u> -	<u>-</u> -	371850	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
Разом прямі витрати по розділу 3							749914	155416	<u>109129</u> 22109		<u>2342,4</u> 289,85
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							749914		485369 177525 108318 347,46 35257		858232
Всього по розділу 3							858232				
40	E1-173-2	Розділ 4. Водовідлив із котлованів Водовідлив із котлованів	100м3	0,6	<u>31090,62</u> -	<u>31090,62</u> 11692,94	18654	-	<u>18654</u> 7016	<u>-</u> 184,9600	<u>-</u> 110,98
Разом прямі витрати по розділу 4							18654	-	<u>18654</u> 7016		<u>-</u> 110,98
Разом будівельні роботи, грн.							18654				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		в тому числі: всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					7016 4458 14,65 1486 23112					
		----- Всього по розділу 4					23112					
		Разом прямі витрати по кошторису Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					2125806 2125806 1288432 530719 318485 1011,04 102590 2444291	346483	<u>490891</u> 184236		<u>5353,9</u> 2305,47	
		----- Всього по кошторису					2444291					
		Кошторисна трудоємність, люд.год. Кошторисна заробітна плата, грн.					8670,41 633309					

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

Попов_____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Затверджено (схвалено)

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 22462,523 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 52,258 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " _____ 20 р.

Таблиця 4.3 - ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №

Капітальний ремонт мосту через річку Сорока на км 91+698 автомобільної дороги загального користування державного значення Р-33 Вінниця-Турбів-Гайсин-Балта-Велика Михайлівка-(М-16), Вінницька область

Складений в поточних цінах станом на 3 червня 2023 р.

№ Ч.ч	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельнихробіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	01-01	Глава 1. Підготовка території Підготовчі роботи	731,493	-	-	731,493
		Разом по главі 1:	731,493	-	-	731,493
2	03-01	Глава 3. Штучні споруди Штучні споруди (Міст через р.Сорока)	8356,790	179,140	-	8535,930
		Разом по главі 3:	8356,790	179,140	-	8535,930
3	04-01	Глава 4. Дорожній одяг Дорожний одяг мосту	2061,473	-	-	2061,473

1	2	3	4	5	6	7
		Разом по главі 4:	2061,473	-	-	2061,473
4	07-01	Глава 7. Облаштування та обстановка дороги Облаштування та обстановка дороги	110,127	-	-	110,127
		Разом по главі 7:	110,127	-	-	110,127
		Разом по главах 1-7:	11259,883	179,140	-	11439,023
5	08-01	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Титульні тимчасові споруди	1645,052	-	-	1645,052
		Разом по главі 8:	1645,052	-	-	1645,052
		Разом по главах 1-8:	12904,935	179,140	-	13084,075
6	СОУ 42.1-37641918-050:2018 п.5.16	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні робіт з капітального ремонту автомобільних доріг, мостів та інших штучних споруд у зимовий період (0,86X0,9)%	99,884	-	-	99,884
7	СОУ 42.1-37641918-050:2018 п.5.15	Додаткові витрати при виконанні робіт з капітального ремонту автомобільних доріг, мостів та інших штучних споруд у літній період	78,720	-	-	78,720
8	Розрахунок N П-929	Кошти на відрядження працівників будівельних організацій на об'єкт будівництва	-	-	532,019	532,019
9	Розрахунок N П-981	Кошти на здійснення науково-технічного супроводу будівництва	-	-	159,863	159,863
10	Розрахунок N П-94	Кошти на перевезення працівників будівельних організацій автомобільним транспортом	-	-	770,241	770,241
11	Дані замовника	Кошти на перебазування будівельних організацій або їх структурних виробничих підрозділів (КР мосту)	-	-	245,227	245,227
12	Дані замовника	Кошти на перебазування будівельних організацій або їх структурних виробничих підрозділів (КР дороги)	-	-	305,401	305,401
		Разом по главі 9:	178,604	-	2012,751	2191,355
		Разом по главах 1-9:	13083,539	179,140	2012,751	15275,430
13	СОУ 42.1-37641918-050:2018 п.5.19	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (1 %)	-	-	152,754	152,754

1	2	3	4	5	6	7
14	СОУ 42.1-37641918-050:2018 п.5.19	Кошти на здійснення технічного нагляду (1,5 %)	-	-	229,131	229,131
15	Дані замовника	Кошти на надання послуг інженера-консультанта	-	-	541,489	541,489
16	Дані замовника	Кошти на проведення процедури закупівлі	-	-	4,512	4,512
17	Дані замовника	Кошти на формування страхового фонду документації	-	-	15,167	15,167
18	Дані замовника	Кошти на оплату послуг нотаріуса при оформленні пакетів документів для отримання дозволу на виконання робіт та введення об'єкта в експлуатацію	-	-	4,000	4,000
19	Дані замовника	Кошти на внесення плати за видачу сертифіката, який видається у разі прийняття об'єкта в експлуатацію згідно Постанови КМУ від 13.04.2011 № 461 (5,2_2379)/1,2=12,3708 (грн)	-	-	12,371	12,371
20	Дані замовника	Кошти, пов'язані з приєднанням об'єкта будівництва до діючих інженерних мереж	-	-	8,760	8,760
21	Дані замовника (за аналогічними коштами в 2020 році)	Кошти на отримання технічного паспорту	-	-	14,850	14,850
Разом по главі 10:			-	-	983,034	983,034
Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд						
22	Розрахунок N П-122	Вартість проектних робіт (включаючи НТС проектування)	-	-	758,333	758,333
23	Розрахунок N П-123	Вартість експертизи проектної документації	-	-	35,360	35,360
24	Розрахунок N П-102	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	94,640	94,640
Разом по главі 12:			-	-	888,333	888,333
Разом по главах 1-12:			13083,539	179,140	3884,118	17146,797
	СОУ 42.1-37641918-050:2018 п.5.21	Кошторисний прибуток при виконанні робіт з капітального ремонту автомобільних доріг, мостів та інших транспортних споруд	487,677	-	-	487,677
	СОУ 42.1-37641918-050:2018 п.5.22	Кошти на покриття адміністративних витрат при виконанні робіт з капітального ремонту автомобільних доріг, мостів та інших транспортних споруд	-	-	149,029	149,029
	Розрахунок N П-131	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	314,005	4,299	93,219	411,523
	Розрахунок N П-145	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (I)	518,019	5,724	-	523,743

1	2	3	4	5	6	7
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Разом	14403,240	189,163	4126,366	18718,769
		Податок на додану вартість	-	-	3743,754	3743,754
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	14403,240	189,163	7870,120	22462,523
		Зворотні суми	-	-	-	52,258
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.18.1	у тому числі:				
		- Зворотні суми, що враховують реалізацію матеріалів і виробів у розмірі, що визначається за розрахунком	-	-	-	52,258

Директор ТОВ "Гервін Проект" _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____ В.О. Попов

Керівник відділу _____

4.4 Розрахунок економічного ефекту

В даному розділі виконано техніко-економічне порівняння зазначених варіантів реконструкції сталезалізобетонних мостових споруд. Вартість першого варіанту реконструкції шляхом посилення сталеві частини і заміни залізобетонної частини у дві черги з неповним перекриттям складає 22462,524 тис грн. Термін будівництва – 10,5 міс. Відповідно, вартісні показники другого варіанту із повною заміною пролітної будови – 28 357 тис. грн. та 8,5 міс. будівництва. Різниця у вартості складає близько 11%. Зрозуміло, що вартість мості із повною заміною прогонових конструкцій буде вищою. Водночас, терміни, потрібні для реконструкції мосту із частковим перекриттям руху транспорту будуть на 19% довші.

ВИСНОВКИ

Набув подальшого розвитку метод реконструкції сталезалізобетонних автодорожніх мостових споруд, а саме, виконано оптимізацію конструктивних рішень підсилення сталезалізобетонних мостів для забезпечення їх подальшої безвідмовної експлуатації протягом встановленого терміну служби за інтегральним критерієм вартості.

1. Виконано аналіз сучасних вимог нормативно-технічної документації та стандартів щодо проектування, виготовлення та експлуатації сталезалізобетонних мостових споруд, доведено, що сучасні норми мають багато «білих плям» само стосовно підсилення сталезалізобетонних мостів.

2. Описано типові конструктивні рішення та призначення сталі і бетону, які використовуються для створення сталезалізобетонних мостів та конструкцій їх посилення.

3. Вивчено впливу зовнішніх кліматичних та технологічних факторів на роботу сталезалізобетонних мостів з метою визначення експлуатаційних умов для моделювання їх напружено-деформованого стану.

4. Розроблено моделі напружено-деформованого стану сталезалізобетонного мосту на реальному прикладі споруди, розташованої у смт. Дашів Вінницької області з урахуванням спільної роботи сталеві та залізобетонної частин.

5. Докладно розглянуто два методи реконструкції мостів, які у своєму теперішньому стані не відповідають чинним нормам за параметрами вантажопідйомності і транспортних габаритів, а саме метод посилення сталобетонної конструкції двобічною прибудовою та стандартний метод повної заміни прогонової будови.

6. Доведено, що метод посилення більш доцільний за умови необхідності часткової експлуатації споруди під час виконання будівельно-монтажних робіт. Такий метод дозволяє відновити проектну несучу здатність мостової споруди (НК-80, А-11) із забезпеченням сучасних габаритних вимог та

вимог безпеки руху за менші кошти. Економія у довоєнних цінах складає до 11%.

7. Методу повної заміни прогонової будови, не дивлячись на вищу вартість, з огляду на динаміку постійного зростання транспортного потоку у нашій державі, слід віддавати перевагу у всіх інших випадках (вантажопідйомність можна збільшити аж до НК-100, А-15, тобто, на 20%). При цьому можна досягти не тільки потрібних габаритних, а і несучих характеристик мостової споруди за більш короткий термін. Економія часу на виконання будівельно-монтажних робіт при реконструкції складає до 19%.

8. Для підтвердження надійності та довговічності мостових споруд після реконструкції за обома варіантами було здійснено скінченне елементне моделювання напружено-деформованого стану споруд під дією комплексу технологічних впливів від рухомого складу та кліматичних навантажень. Підібрано раціональні перерізи конструктивних елементів та їх армування згідно з нормативними критеріями.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Стінський О.В. Порівняння ефективності методів реконструкції сталезалізобетонних однопролітних мостів. В.О. Попов, О.В. Войцехівський, О.В. Стінський Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник. Вінниця, ВНТУ, 2023-1. С. 20-28.
2. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування. [Чинний від 2009-11-11]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 41 с.
3. Класифікація мостових споруд і труб на автомобільних і міських дорогах. Оглядова стаття. URL: <https://studfile.net/preview/7516846/page:3/>.
4. Види штучних споруд на автомобільних і міських дорогах. URL: https://vuzlit.com/1087176/vidi_shtuchnih_sporud_avtomobilnih_miskih_dorogah .
5. Лучко Й. Й., Распопов О. С. Будова та експлуатація штучних споруд: підручник Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту ім. В. Лазаряна. 2011. 880 с. С. 869-872.
6. Мосты как свидетельство цивилизации. Оглядова стаття. URL: <http://www.bridgear.ru/article/design/mosty-kak-svidetelstvo-civilizacii.php>
7. Сім унікальних мостів України, які варто відвідати кожному. Оглядова стаття. URL: <https://shotam.info/sim-unikal-nykh-mostiv-ukrainy-iaki-varto-vidvidaty-kozhnomu/>
8. Наказ Державного комітету України з питань житлово-комунального господарства від 11.11.2005 року №162 «Про затвердження Правил експлуатації штучних споруд на вулицях і дорогах населених пунктів». URL: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v162a667-05#Text>
9. ДБН В.1.2-14-2018. Система забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [На заміну ДБН В.1.2-14-2009; чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2009. 30 с. URL: <http://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2018/12/DBN-V1214-2018.pdf>

10. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування. [Чинний від 2007-02-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2006. 359 с.
11. Лучко Й. Й., Коваль П. М., Лантух-Лященко А. І. та ін.; за ред. Панасюка В. В. і Лучка Й.Й. Мости : Конструкції та надійність. Львів: Каменяр, 2005. 989 с.
12. Залізобетонні мости – види, сфера, застосування та матеріали. URL: <http://stroyka-gid.com.ua/idei-dla-doma/10441-zalizobetonni-mosty.html>
13. Шкрабик Й.В. Міські інженерні споруди : навчальний посібник. Одеська державна академія будівництва і архітектури. 2014.
14. Сталеві і залізобетонні мости. URL : <https://yak-zrobyty.in.ua/stalevi-i-stalezalizobetonni-mosti>
15. Основні елементи мосту. URL : <https://dl.kpt.sumdu.edu.ua/mod/book/view.php?id=39957>
16. Вяткін К. І. Проектування та реконструкція дорожньо-транспортних споруд : конспект лекцій для студентів денної та заочної форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія. Харківський національний університет міського господарства ім. Бекетова О. М. Харків : ХНУМГ ім. Бекетова О. М. 2018. 100 с.
17. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролётные строения мостов. 2-е изд., перераб. и доп. : Транспорт, 1981. 360 с.
18. Указания по сравнению и оценке проектных вариантов средних и больших мостов : ВСН 108-64. : Оргтрансстрой, 1964.
19. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты : Транспорт, 1965. 376 с.
20. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [На заміну СНиП 2.01.07-85, за винятком розділу 10; чинний від 2007-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 71 с.
21. Гибшман Е.Е. Мосты со стальными балками, объединёнными с железобетонной плитой : Дориздат, 1952. 86 с.

22. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. 200 с.
23. Standard plans for highway bridgts. Vol. 11. US Department of Transpotation, April, 1968.
24. Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролётных строений : ВСН 92-63 : Орггтрасстрой, 1963. 194 с.
25. Шилін А.А., Пшеничний В.А., Картузов Д.В., Звнішне армування залізобетонних конструкцій з композиційними матеріалами. 2007
26. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. [Остаточна редакція. Дата надання чинності 2011-07-01.] Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 71 с.
27. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. 118 с.
28. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. [Чинний від 2009-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с.
29. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. [Чинний від 2010-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 84 с.
30. ДБН В.1.1.12:2014. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво в сейсмічних районах України. [На заміну ДБН В.1.1.12:2006; чинний від 2014-10-01] Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 110 с.
31. Ефанов А.В., Иванов О.К., Овчинников И.Г. Проблемы применимости и эксплуатационной надежности деформационных швов мостовых сооружений. Транспортное строительство, 2007. №4. С. 15-20.
32. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожних мостів. [На заміну ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009; чинний від 2013-12-01] Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2013. 36 с.

33. Kvasha V., Sobko J., Stechyshyn S. Reconstruction of highway concrete bridge with widening of the span structure. V. Kvasha, J. Sobko, S. Stechyshyn. III Ogylnopolska konf. mostowcyw “Konstrukcja i wyposazenie mostyw”. Wisla: ZMRP, 1997. S. 209-212.

34. ДБН В.2.3-4:2015. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. [Чинний від 2016-04-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2015. 104 с.

35. ДБН В.2.3-4:2015. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. [Зміна №1; чинний від 2019-09-01] Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2019. 28 с.

36. ДБН В.2.3-5:2018. Вулиці та дороги населених пунктів. [Чинний від 2018-09-01] Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 58 с.

37. Кіслов О.Г., Більченко А.В. Про стан мостових споруд в м. Харкові. Проблеми удосконалення розвитку автомобільно-дорожнього комплексу м. Харкова. Харків. 2007. С. 69-75.

38. Стінський О.В. Інженерний досвід обстеження існуючих сталобетонних автодорожніх мостів - В.О. Попов, О.В. Стінський [Електронний ресурс] Тези доповіді на ЛІІ науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (2023) ВНТУ – Електрон. текст. дані. – 2023. URL : <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2023/paper/view/17685/14733>

39. Коваль П.М. Забезпечення експлуатаційної надійності деформаційних швів автодорожніх мостів. Коваль П. М., Полюга Р. І., Фаль А. Є., Бойко С. І. Дороги і мости. Київ, 2009. Вип. 11. С. 164-173.

40. ГБН Г.1-218-182:2011. Ремонт автомобільних доріг загального користування. Види ремонтів та перелік робіт. [Чинний від 2011-12-01] Вид. офіц. Київ : Украавтодор, 2011. 13 с.

41. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. [На заміну ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1 та ДСТУ Б.В.2.6-194:2013; чинний від 2015-01-01] Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 199 с.

42. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [На заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85; чинний від 2007-01-01] Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 10 с.

43. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010) Частина 1. Розрахунок за I групою граничних станів. Вид. офіц. Київ : КНУБА, 2017, 168 с.

44. ДБН В.2.3-26:2010. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. [На заміну ДБН В.2.3-14:2006 (у частині гл. 4); чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 266 с.

45. Кваша В. Г. Мости та шляхопроводи, реконструйовані за проектами Галузевої науково-дослідної лабораторії №88 (ГНДЛ-88) Національного університету "Львівська політехніка" Кваша В. Г. Львів: НУ ЛП, 2017. 53 с.

46. Страховая Н. Е. Эксплуатация и реконструкция мостов. Страховая Н.Е., Голубев В.А. и другие. Под ред. Лантух-Лященко А. И. Вид. офіц. Київ : Транспортна академія України, 2000. 384 с.

47. Пермяков В.О., Нілов О.О., Шимановські О.В., Белов І.Д. та ін. Металеві конструкції: Підручник під загальною редакцією Пермякова В.О. та Шимановського О.В. Вид. офіц. Київ : Видавництво «Сталь», 2008. 812 с.

48. Standard plans for highway bridges. Vol. 11. US Department of Transportation, April, 1968.

49. Попов В.О. і Войцехівський О.В. Раціональний метод розширення габариту вузьких сталезалізобетонних мостів з неповним перекриттям руху [Електронний ресурс] В.О. Попов, О.В. Войцехівський. Тези доповіді на міжнародній конференції «Впровадження інноваційних матеріалів і технологій при проектуванні, будівництві та експлуатації об'єктів транспортної інфраструктури в рамках програми «Велике Будівництво». Київ, 24-25.11.2022. Електрон. текст. дані. 2022. С. 166-171. URL : <https://drive.google.com/file/d/1-kUn6INFk-1P8u0dhA5sKsMBvoHZ6WSv/view>

50. Попов В.О. Метод підсилення залізобетонних мостових опор улаштуванням об'єми з використанням самоущільнюючих бетонів [Електр.

ресурс] Попов В.О. Тези доповіді на LI науково-технічній конференції¹⁴²
викладачів і студентів ВНТУ. 2022. Електрон. текст. дані. 2022. С. 1107-1112
URL : <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/allvntu/index/pages/view/zbirn2022>

51. Дементьев В.А. Усиление и реконструкция мостов на автомобильных дорогах: Учеб. пособие Дементьев В.А. Волокитин В.П., Анисимова Н.А.; под общ. ред. проф. Дементьева В.А.; ВГАСУ. 2006. 116 с.

52. Попов В.О. Загальні тенденції реконструкції балочних мостових споруд Вінницької області [Електронний ресурс] Попов В.О.. Тези доповіді на Міжнародній науково-технічній конференції: «Інноваційні технології в будівництві-2022» (м. Вінниця, 23-25.11.2022). Електрон. текст. дані. 2022. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2022/paper/view/16717>

53. Попов В.О. Метод реконструкції балочних мостів без зупинки їх експлуатації улаштуванням нової збірно-монолітної пролітної будови В.О. Попов, М.Я. Жиловський.[Електронний ресурс] Тези доповіді на I науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (2021) ВНТУ. Електрон. текст. дані. 2021. URL : <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2021/paper/viewFile/14122/119>
63

54. Voitshivskiy O. Popov V. The effective method of strengthening of reinforced concrete beam bridges by arrangement of the horizontal steel-concrete cover system. Proceedings of FIB Symposium, China, Shanghai, 2020. P. 1258-1264.

55. Попов В.О. Метод реконструкції балочних мостів без зупинки їх експлуатації улаштуванням нової збірно-монолітної пролітної будови В.О. Попов, І.В. Маєвська, А.В. Попова, М.Я. Жиловський. Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник. Вінниця, ВНТУ, 2021-2. С. 5-15.

56. Попов В.О., Войцехівський О.В. Метод підсилення залізобетонних мостових опор улаштуванням бітрапецеїдальної обойми. Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник. Вінниця, ВНТУ, 2022-1. С. 5-15.

ДОДАТКИ

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ

Назва роботи: Оптимізація методу реконструкції існуючих сталезалізобетонних автодорожніх мостів

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(БДР, МКР)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБЦЕІ

(кафедра, факультет)

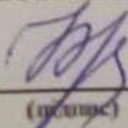
Показники звіту подібності Unichesk

Оригінальність 87,9 % Схожість 12,1 %

Аналіз звіту подібності (визначити потрібне):

1. Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
2. Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її виконання автором. Роботу направити на розгляд експертної комісії кафедри.
3. Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Особа, відповідальна за перевірку

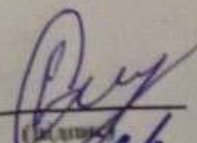

(підпис)

Блащук Н.В.

(прізвище, ініціали)

Ознайомлені з повним звітом подібності, який був згенерований системою Unichesk щодо роботи.

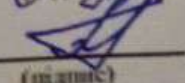
Автор роботи


(підпис)

Стінський О.В.

(прізвище, ініціали)

Керівник роботи


(підпис)

Попов В.О.

(прізвище, ініціали)

ВІДОМІСТЬ АРКУШІВ ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ

Аркуш	Найменування	Примітки
1	2	3
1	Наукова новизна та практичне значення	Плакат
2	Мета наукової роботи та наукові задачі	Плакат
3	Апробація та публікації	Плакат
4	Будівельні системи мостових споруд та їх класифікація	Плакат
5	Пролітні сталобетонні будови мостів на автодорогах регіонального значення	Плакат
6	Конструктивне рішення пролітної будови мосту у смт. Дашів	Плакат
7	Поперечник типового сталобетонного мосту у смт. Дашів	Плакат
8	Розрахунок міцності автодорожніх мостів	Плакат
9	Основні конструктивні елементи мосту	Плакат
10	Технологічні навантаження	Плакат
11	Типові дефекти залізобетонних і металевих конструктивних елементів сталобетонних мостів	Плакат
12	Розрахунки залізобетонних конструкцій мостової споруди	Плакат
13	Підсилення прогонової будови	Плакат
14	Опис технології підсилення улаштуванням двобічної сталезалізобетонної прибудови	Плакат
15	Висновки	Плакат

08-11.МКР.013 - НД

Оптимізація методу реконструкції існуючих сталезалізобетонних автодорожніх мостів

Зм.	Кільк.	Лист	№ док	Підпис	Дата	Вступ	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив		Стінський О.В.			20.06.20		Вступ	П	1
Перевірив		Попов В.О.			22.06.20				
Керівник		Попов В.О.			21.06.20				
Норм.контроль		Маєвська І.В.			20.06	Наукова новизна та практичне значення	ВНТУ, гр. Б-21 м		
Опонент		Резидент Н.В.			20.06.20				
Затвердив		Швець В.В.			20.06				

Наукова новизна

Розробка методики аналізу напружено-деформованого стану існуючих сталезалізобетонних мостових споруд з урахуванням спільної роботи металевої та залізобетонної частин, яка альтернативна існуючій, застарілій

Виявлення розбігу результатів моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонного мосту за пропонованою та чинною методиками, який не перевищує 10%

Розроблено моделі напружено-деформованого стану сталезалізобетонних мостів, які дозволяють оцінити їх поведінку під дією комплексу кліматичних та технологічних навантажень з урахуванням спільної роботи сталевих ферм та залізобетонних пролітних будов

На основі виконаних досліджень, запропоновано метод, який дозволяє підсилити сталезалізобетонні споруди без повної зупинки їх експлуатації шляхом улаштування двобічних сталезалізобетонних прибудов

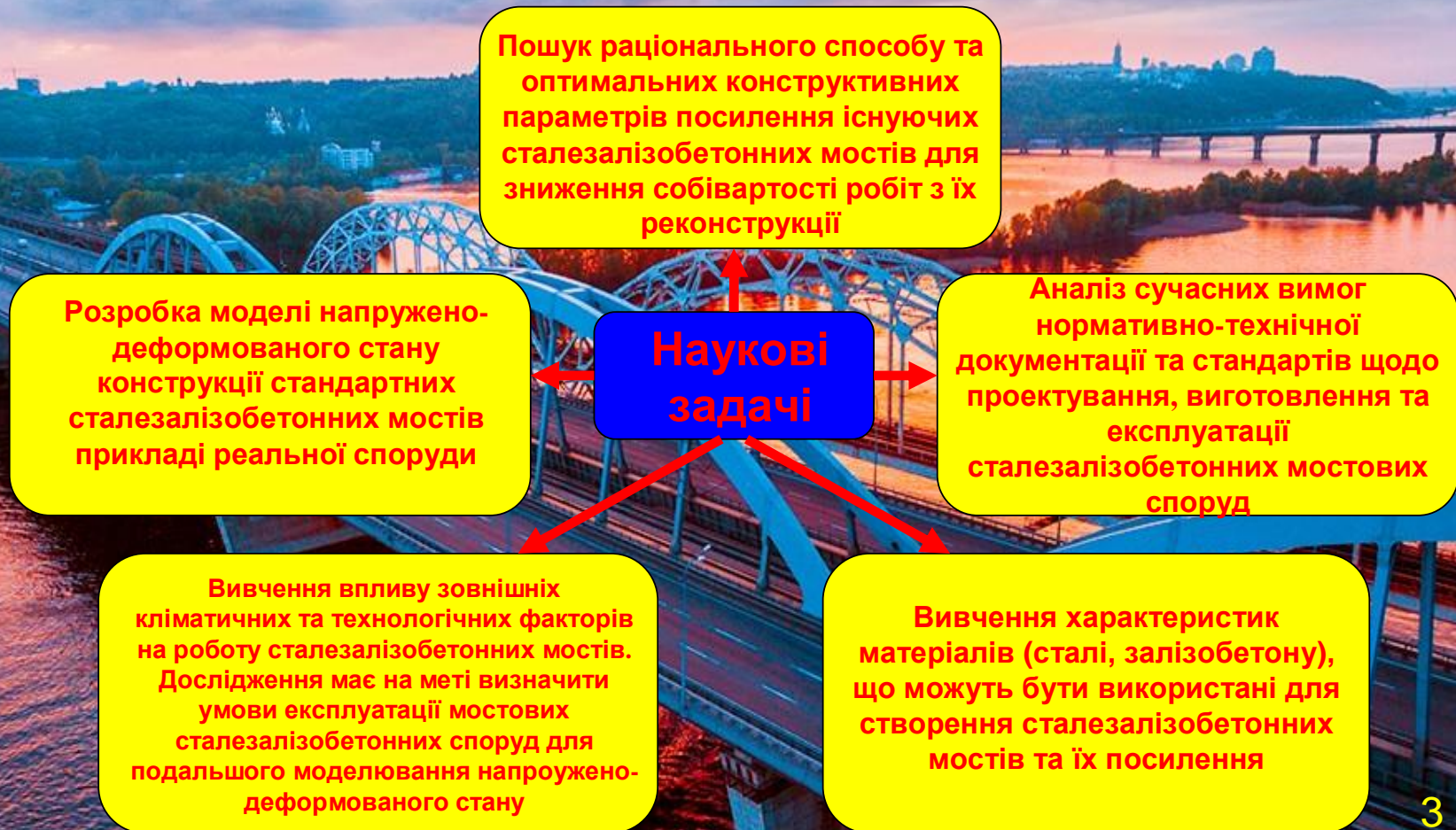
Розробка інженерних рішень щодо раціональної конструкції посилення сталезалізобетонних мостів

Практичне значення

Розробка практичних рекомендацій щодо улаштування посилення

Мета наукової роботи:

оптимізація конструкції підсилення сталезалізобетонних мостів для забезпечення їх подальшої безвідмовної експлуатації протягом встановленого терміну служби



Апробація: Основні результати магістерської кваліфікаційної роботи доповідалися на LII науково-технічній конференції підрозділів ВНТУ, Вінниця, 17 травня 2023 року.

Публікації: За матеріалами магістерської кваліфікаційної роботи опубліковано дві друковані праці:

1. Стнський О. В. Порівняння ефективності методів реконструкції сталезалізобетонних однопролєтних мостів / В. О. Попов, О. В. Войцехівський, О. В. Стнський // Сучасні технології, матеріали конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник Вінниця, ВНТУ, 2023-1. С. 20 – 28.
2. Стнський О. В. Інженерний досвід обстеження сучасних сталобетонних автомобільних мостів / В. О. Попов, О. В. Стнський // [Електронний ресурс] Тези доповіді на LII науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (2023) ВНТУ – Електронний текст дан. – 2023.

Режим доступу <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2023/paper/view/17685/14733>

3. Ще одна публікація з цієї тематики подана до редакції та, найближчим часом, буде опублікована.

Будівельні системи автодорожніх мостів

Класифікація мостових споруд

За призначенням:

- автодорожні
- залізничні
- міські
- пішохідні
- суміщені
- спеціальні

За матеріалом пролітної будови:

- із залізобетону
- з дерева
- з каменю
- зі сталі, алюмінію чи інших матеріалів та сплавів
- полімерні
- комбіновані, в тому числі, сталезалізобетонні

За загальною довжиною:

- до 25 м – малі
- від 25 до 100 м – середні
- більше 100 м – великі
- більше 500 м – позакласні

За шириною проїзної частини розрізняють мости з однаковою або різною кількістю смуг руху в обох напрямках. Кількість смуг руху залежить від категорії дороги або магістралі, на яких знаходиться міст. Загальна кількість смуг може складати від двох до восьми

За рівнем розташування проїзної частини відносно опорних систем і пролітних будов мости бувають із рухом:

- по верху мостових конструкцій
- по низу мостових конструкцій
- по середині мостових конструкцій

За розташуванням пролітних будов відносно горизонту водної поверхні:

- висоководні
- низьководні
- підводні

За розрахунковою схемою роботи мосту:

- балочні розрізні та не розрізні
- арочні
- комбіновані

За типом взаємного положення пролітної будови і опор мости поділяють на:

- нерухомі мости
- розвідні мости

За типом опорних систем:

- На жорстких опорах
- На плавучих опорах

За значенням автомобільної дороги, на яких збудовано мостову споруду, мости бувають:

- мости на дорогах приватних територій
- Мости на відомчих дорогах
- Мости на вулицях міст та інших населених пунктів
- Мости на дорогах загального користування державного та місцевого значення

Пролітні сталобетонні будови мостів на автодорогах регіонального значення

Як несучі конструкції пролітних будов сталобетонних мостів використовуються:



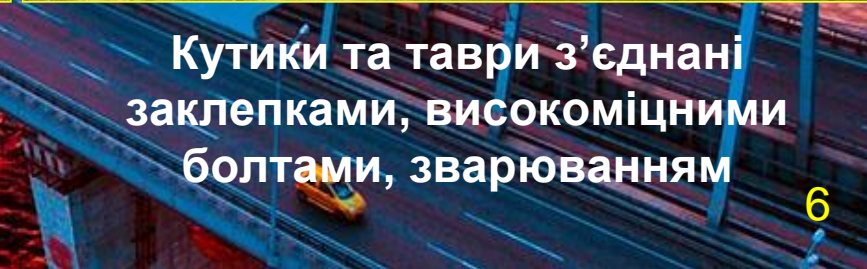
Однорівневі, або, багаторівневі балочні клітини



плоскі та просторові ферми

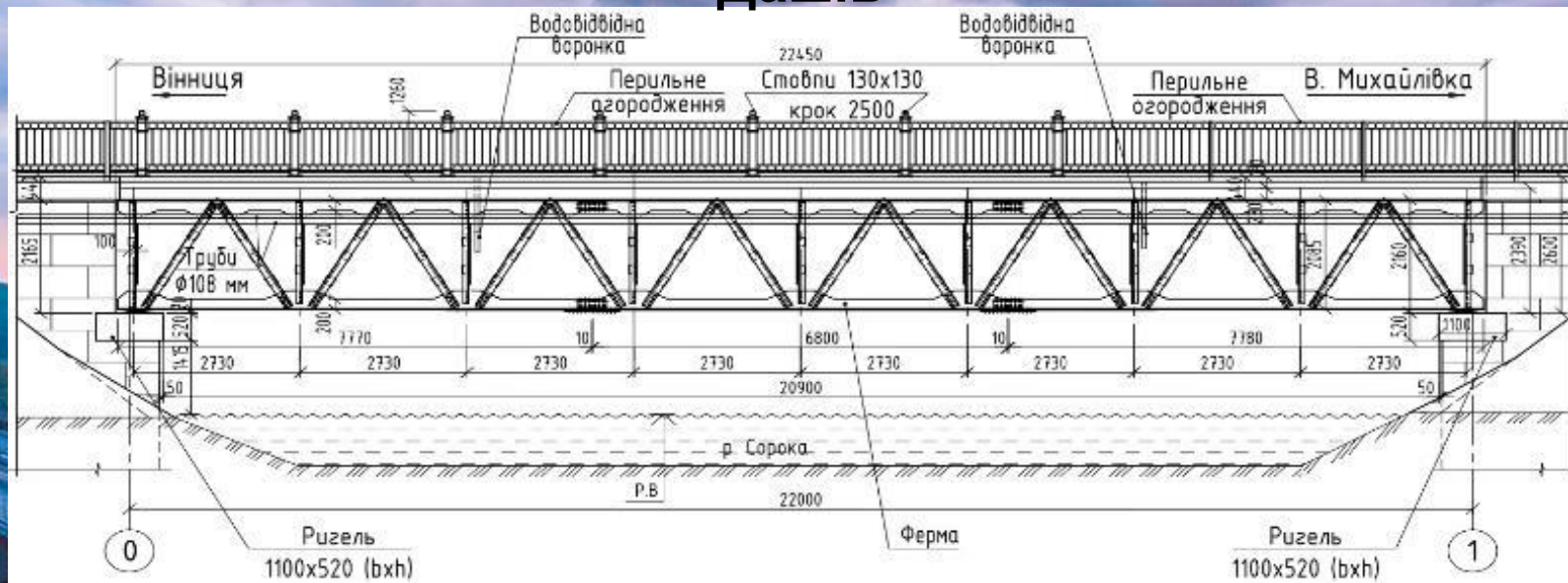


Прокатні і зварні балки двотаврового перерізу

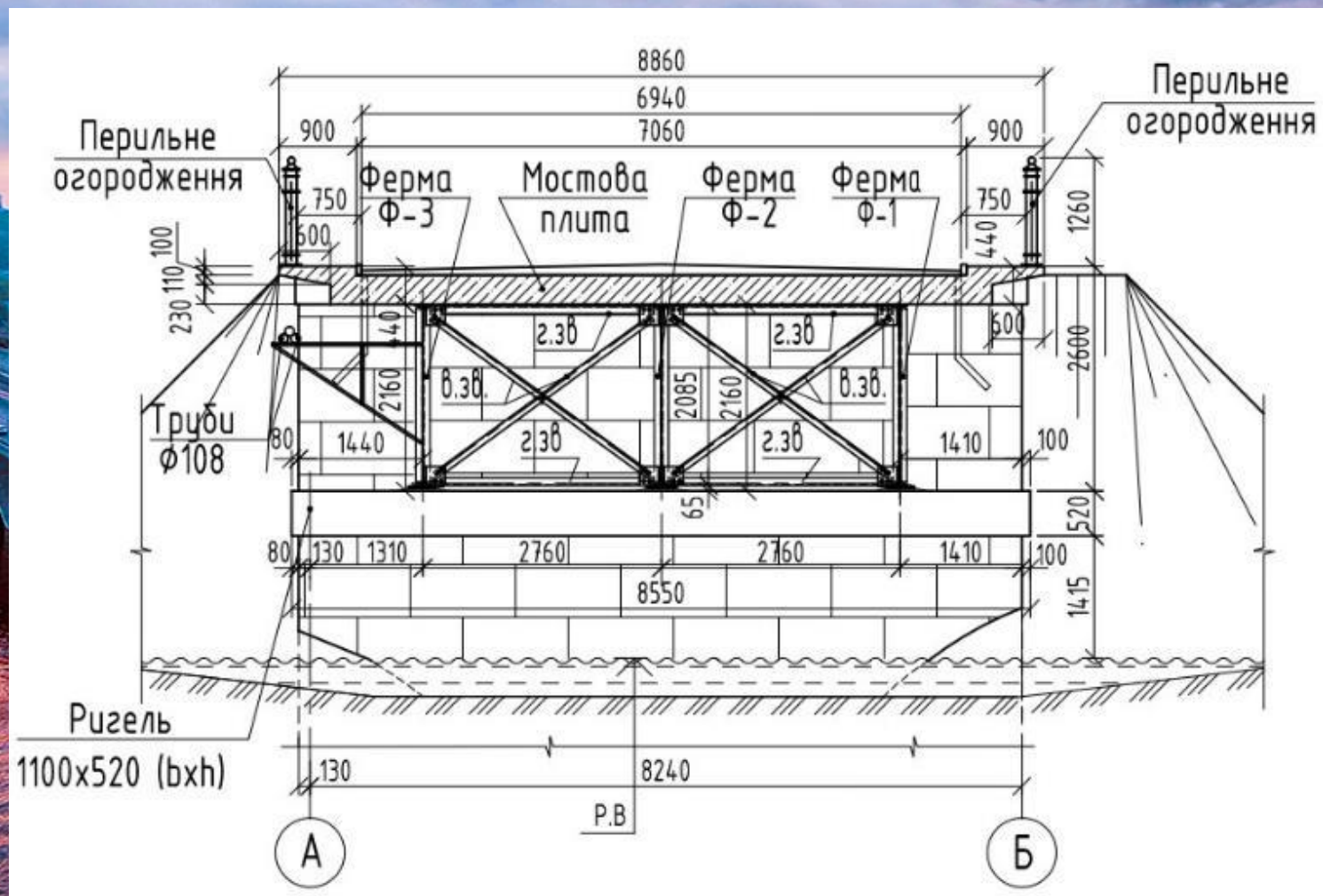


Кутики та таври з'єднані заклепками, високоміцними болтами, зварюванням

Конструктивне рішення пролітної будови мосту у смт. Дашів



Поперечник типового сталебетонного мосту у смт. Дашів



Розрахунок міцності автодорожніх мостів

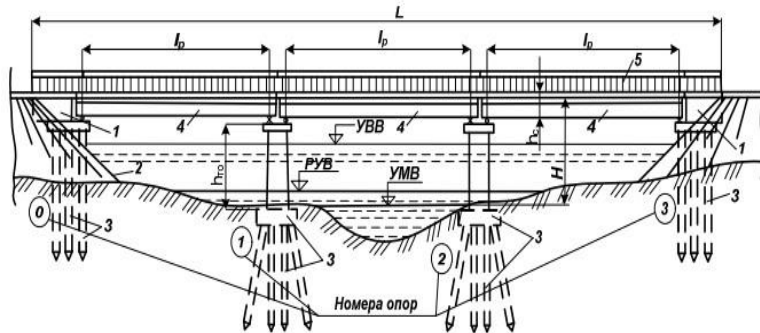
Для мостів за економічними, соціальними і екологічними наслідками їх відмов встановлено три класи відповідальності. Клас відповідальності враховується введенням коефіцієнта надійності γ_r , величину якого слід приймати за таблицею, якщо інше не передбачено замовником

Таблиця 1.1 - Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_r

Клас відповідальності згідно з ДБН В.1.2-14	Характеристика мостів і труб	Коефіцієнт γ_r
1	2	3
I	<p>Мости, що мають велике соціальне та економічне значення:</p> <ul style="list-style-type: none">- суміщені під рейковий та автомобільний транспорт;- служать безальтернативним шляхом сполучення;- мости через водні шляхи 1-3 класів та мости завдовжки понад 300 м, а також такі, що входять до складу цих мостових переходів;- шляхопроводи та естакади завдовжки понад 600 м	1,05
II	Залізничні та всі інші мости і труби, що не віднесені до I та III рівня відповідальності	1,00
III	Тимчасові мости	0,95

Основні конструктивні елементи мосту

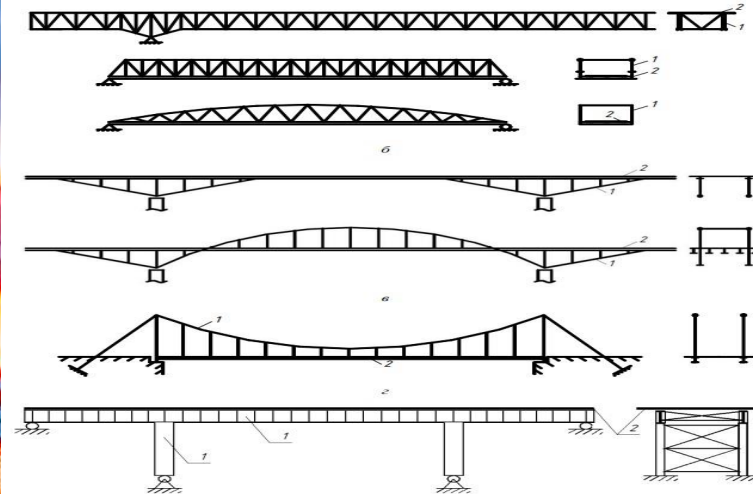
Основні елементи мосту – опори й прогонні надбудови. Розрізняють опори берегові, які зазвичай називають стоянами, і проміжні – бики



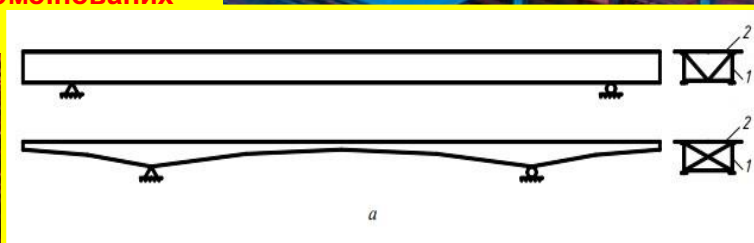
Міст завдовжки L : 1 – берегові опори (стовпи) на пальових фундаментах; 2 – конус насипу; 3 – пальовий фундамент; 4 – прогонна надбудова із суцільними головними балками; 5 – перильні огороження; УВВ – рівень висоти води; РУВ – робочий рівень води; УМВ – межевий рівень води

Із наскрізних сталезалізобетонних конструкцій найбільш розповсюджені гратчасті комбіновані прогонні будови з жорсткими поясами на рівні проїзної частини та позавузловим обпиранням на них проїзної частини. Характерними для сталезалізобетону різновидами комбінованих систем є підпружні

Балкові сталезалізобетонні прогонні будови найчастіше мають головні балки із суцільною стінкою з їздою поверху



а – балково-розрізні та нерозрізні з їздою поверху; б – наскрізні: гратчасті та сегментні з їздою понизу; в – підпружні та аркові з їздою поверху і посередині; г – висячі; д – рамні; 1 – сталь, 2 – залізобетон



Технологічні навантаження

Прогонова будова існуючого сталезалізобетонного мосту виконана однопролітною. Монолітна залізобетонна плита прогонової будови прямокутного перерізу з виступом тротуарної частини, має довжину 22,31 м, загальну ширину 8,86 м та висоту 0,44 м.

Плита опирається на три металеві ферми з паралельними поясами з трикутною системою грат висотою 2,1 м, крок ферм 2,76 м. Верхній та нижній пояси ферм виконані таврового перерізу висотою 200...340 мм. Розмір панелі верхніх поясів ферм 1,365 м, нижніх поясів – 2,73 м. Сійки ферм розташовані з кроком 2,73 м.

Опорні та проміжні сійки виконані зі спарених кутиків $L 100 \times 75 \times 8$, що з'єднані між собою пластинами товщиною 12 мм розмірами 120×150 мм з кроком 600 мм по довжині елемента. Опорні розкоси виконані зі спарених кутиків $L 130 \times 90 \times 10$, що з'єднані пластинами товщиною 12 мм розмірами 150×150 мм з кроком 530 мм, решта розкосів виконані зі спарених кутиків $L 130 \times 90 \times 8$, крок з'єднувальних пластин 550 мм.

Стійкість вертикального положення ферм забезпечується вертикальними поперечними хрестовими зв'язками, що влаштовуються з кроком 5,46 м вздовж ферм та виконані з одиночних кутиків $L 75 \times 75 \times 8$, та горизонтальними зв'язками у площині верхніх та нижніх поясів ферм з кутика $L 90 \times 90 \times 10$.

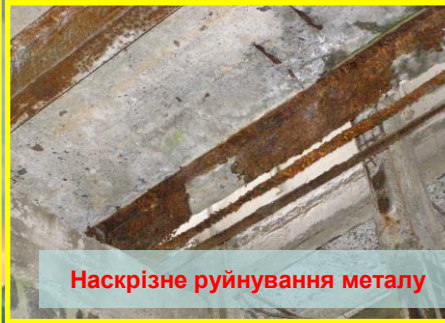
Тротуар влаштований з обох боків проїзної частини у вигляді консольних зв'язів монолітної плити прогонової будови товщиною 210...100 мм.



Типові дефекти залізобетонних і металевих конструктивних елементів сталобетонних мостів



Тріщини в металі та зварних швах



Наскрізне руйнування металу

Конструкціями, що зазнають втрати під час тривалої експлуатації, також є опорні частини сталевих ферм і балок



Руйнування захисного шару з корозією робочого армування



Викривлення, поверхнева та шарувата корозія опорних конструкцій)



Мостові сталобетонні споруди з непроникною плитою, що накриває сталеві елементи, зазвичай у працездатному стані, оскільки захищені від вологи та протікань



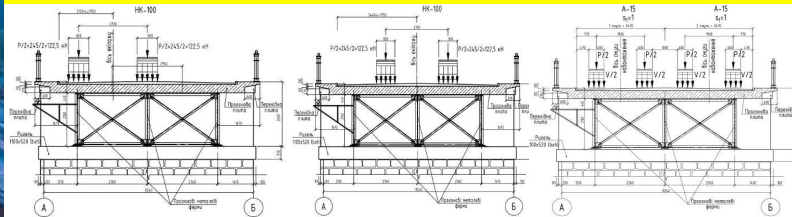
Розрахунки

На сьогодні методика аналізу напружено-деформованого стану мостових споруд, викладена у ДБН В.2.3-14:2006.

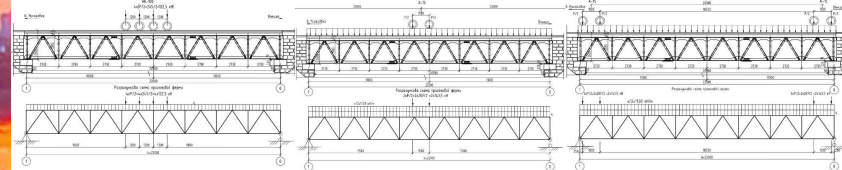
“Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування.” застаріла.

Тому перевіірочні розрахунки залізобетонних конструкцій мостової споруди виконано згідно з вимогами ДСТУ Б В.2.6-156:2010. “Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” за деформаційною методикою, згідно зі спрощеною дволінійною діаграмою деформування бетону за методикою, авторів О.В. Войцехівського, Д. М. Байди, І.Р. Сазонової, В.О. Попова.

1. Аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій мостової споруди доводить, що найбільш навантаженими елементами є металеві ферми, схеми поперечників, наведені на



2. Розташування умовних візків в прольоті показані в рисунках:



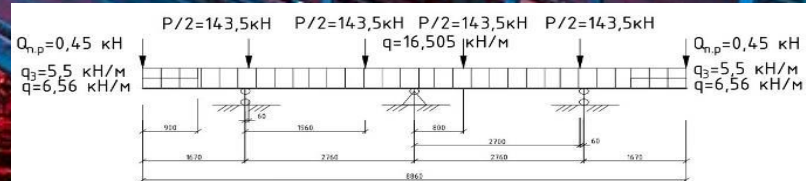
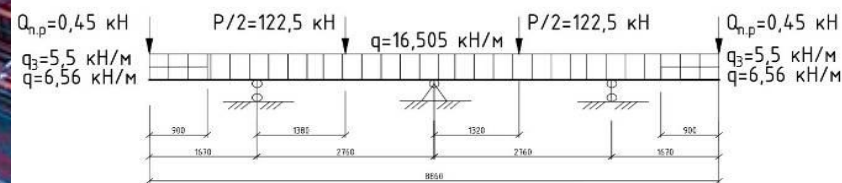
Тимчасові навантаження згідно з «ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування» та «ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи.»:

Навантаження НК-100 – чотирьох вісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь з коефіцієнтом надійності. Навантаження А-15 – двовісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь – + смуга рівномірно розподіленого навантаження на по двом смугам під колесами.

3. Проведено розрахунок прогонової плити, а саме: Постійні (власна вага) та тимчасові (навантаження) впливи.

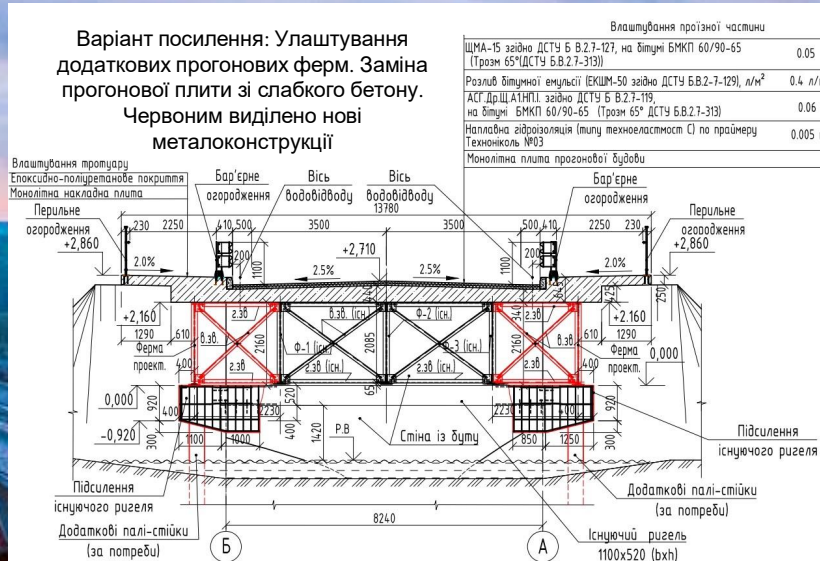
5. Проведено розрахунки прогонової плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами в прольоті, фрагмента плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами, плити за першою групою граничних станів за нормальними перерізами на припорній ділянці, прогонової плити на міцність по похилім перерізам, прогонової ферми, в результаті чого було виконано умову жорсткості прогонової ферми та забезпечено жорсткість прогонової сталезалізобетонної конструкції.

4. Розрахункові схеми прогонової плити для розрахунку величин внутрішніх силових факторів показані на рисунках:



Підсилення прогонової будови

1. Метод посилення та розширення прогонової будови



Конструктивно пропонується метод забезпечує збільшення габариту (ширини) проїзної частини та тротуарів. Для цього слід збільшити опорні конструкції мосту. Берегові опори збільшуються на потрібну величину шляхом улаштування додаткових пальових опорних систем з обох боків берегових опор.

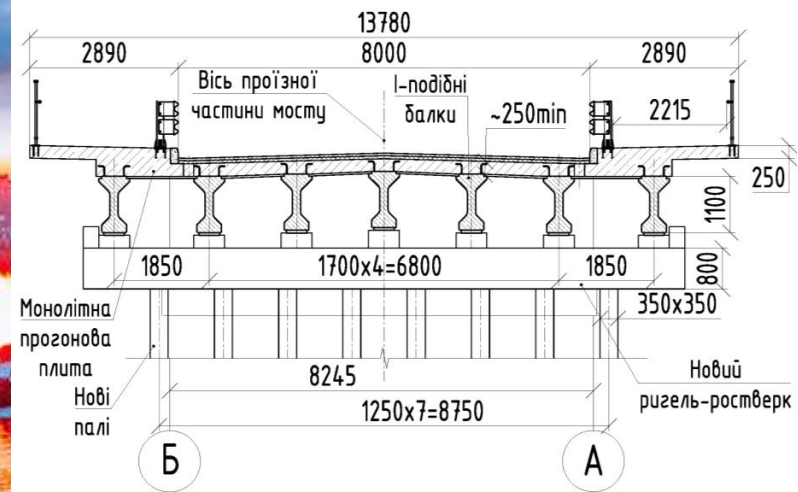
Необхідно наростити (розширити) конструкції існуючих ригелів, що будуть опиратися на берегові опори та нові палі. На ці нарощені ділянки встановлюються два додаткові ряди плоских металевих ферм, конструктивно подібних до існуючих.

Зрозуміло, що конструкції розширення не повністю вирішують проблеми забезпечення несучої здатності існуючих ферм. Тому при реконструкції слід підсилити існуючі ферми у потрібних місцях, відновлюючи їх проектну несучу здатність, втрачену через корозійний знос.

Для забезпечення сумісної роботи накладної залізобетонної плити та металевої багатоеlementної просторової ферми на верхніх поясах ферм слід приварити сталеві болти, або арматурні випуски, які після виконання бетонування накладної плити забезпечать передачу навантажень між вище розташованою залізобетонною плитою та нижче розташованими сталевими конструкціями. У порівнянні зі старою сталеве-залізобетонною мостовою спорудою, нова сталеве-залізобетонна мостова конструкція стає ширшою на величину близько 5 м. Це забезпечує сучасні транспортні вимоги чинних норм.

2. Метод заміни прогонової будови

Даний метод пов'язаний із повною заміною прогонової будови зі сталеве залізобетонної на класичну балочну збірно-монолітну конструкцію



В процесі реконструкції дорожній рух повністю перекривається. Існуючі сталевебетонні конструкції розбираються та утилізуються. На старому місці, фактично, зводиться нова прогонова будова. Конструкції монолітної плити доцільно улаштовувати по щитах не зйомної збірної залізобетонної опалубки, яка встановлена в шпонках між I-подібними балками. Балки улаштовані по розрізній схемі з деформаційними швами поблизу перехідних плит.

Отримана збірно-монолітна прогонова будова являє собою плиту із ребрами вздовж прольоту.

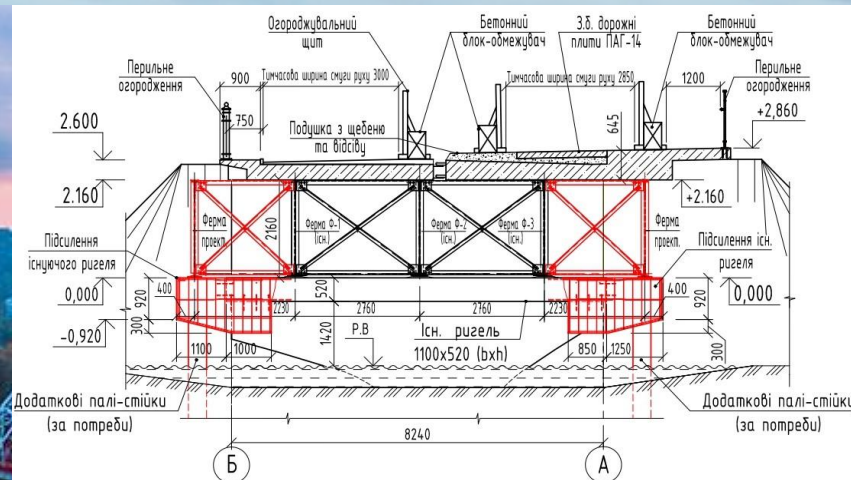
Прогонові балки, що улаштовуються на підферменниках ростверків змінної висоти, які забезпечують проектну розуклонку верхньої поверхні мостової споруди в поперечному напрямку. Між підферменниками і балками встановлюються спеціальні мостові еластомерні опори – деформаційні вкладиші для компенсації горизонтальних та вертикальних зміщень опорних частин балок під час їх роботи під навантаженням.

У порівнянні зі старою сталеве-залізобетонною мостовою спорудою, загальна ширина мосту після капремонту стає більшою на величину близько 5 м.

Тобто, габарити за обома згаданими варіантами, однакові. Дорожній одяг проїзної частини мосту в обох варіантах реконструкції повинен бути багатощаровим, середньою товщиною 110 мм.

Опис технології підсилення улаштуванням двобічної сталезалізобетонної прибудови

Технологічна схема виконання робіт показана на рисунку



- Розбирання та збирання мостової споруди доцільно виконувати у дві черги з частковим перекриттям руху. Узагальнена технологічна послідовність робіт з виконання робіт з улаштування підсилення за пропонуванним методом:
- демонтаж існуючого дорожнього покриття, дефектних перильного та бар'єрного огородження існуючого мосту;
 - встановлення додаткових паль поблизу берегових опор;
 - улаштування бічних нарощень ригель-росверків з об'єднанням існуючих опорних конструкцій з новими паями;
 - встановлення додаткових сталевих прогонових ферм на видовжені ригель-ростверки;
 - улаштування системи ґрат між існуючими сталевими конструкціями та новими фермами з утворенням єдиного жорсткого просторового сталевих блоку;
 - демонтаж половини прогонової залізобетонної плити з обмеженою тимчасовою експлуатацією іншої половини;
 - улаштування половини нової залізобетонної прогонової плити (з випусками робочого армування у майбутній шов бетонування), що спирається частково на старі металоконструкції, частково, на ферму поширення та тимчасова експлуатація цієї половини;
 - демонтаж залишків старої залізобетонної плити та улаштування на її місці половини нової прогонової плити;
 - улаштування перехідних конструкцій, улаштування дорожнього і тротуарного покриття;
 - улаштування бар'єрного та перильного огорожень;
 - захист сталевих і бетонних конструкцій мосту від корозії.

Більшість мостів України з добре накритими бетонною плитою сталевими елементами знаходяться у працездатному та обмежено працездатному стані.

ВИСНОВКИ

Мости з негерметичними деформаційними швами, без тротуарних консолей та з тонкою негерметичною плитою, у переважній більшості аварійні.

Для подальшої безпечної експлуатації необхідно:

- Підсилити аварійні ділянки;
- Ліквідувати потрапляння води до металоконструкцій;
- Влаштувати опорні підферменники висотою не менше 150 мм;
- Розширити тротуарні консолі;
- Виконати підсилення робочого армування залізобетонної плити;
- Передбачити відновлення гідроізоляції;
- Здійснити ревізію та ремонт системи водовідведення.

Виконано оптимізацію конструктивних рішень підсилення сталезалізобетонних мостів для забезпечення їх подальшої безвідмовної експлуатації

1. Виконано аналіз сучасних вимог нормативно-технічної документації та стандартів щодо проектування, виготовлення та експлуатації сталезалізобетонних мостових споруд
2. Описано типові конструктивні рішення та призначення сталі і бетону
3. Вивчено вплив зовнішніх кліматичних та технологічних факторів на роботу сталезалізобетонних мостів
4. Розроблено моделі напружено-деформованого стану сталезалізобетонного мосту на реальному прикладі споруди, розташованої у смт Дашів Вінницької області з урахуванням сільськогосподарської роботи сталевих та залізобетонних частин
5. Докладно розглянуто два методи реконструкції мостів як у своєму теперішньому стані, не відповідають чинним нормам за параметрами вантажопідйомності і транспортних габаритів, а саме метод посилення сталезалізобетонної конструкції двошаровою прибудовою та стандартний метод повної заміни прогонової будови
6. Доведено, що метод посилення тільки доцільний за умови необхідності часткової експлуатації споруди під час виконання будівельно-монтажних робіт. Такий метод дозволяє відновити проектну несучу здатність мостової споруди (НК80, А11) і з забезпеченням сучасних габаритних вимог та вимог безпеки руху за менші кошти
7. Метод повної заміни прогонової будови не дивлячись на вищу вартість з огляду на динамічне постійне зростання транспортного потоку у нашій державі, слід віддавати перевагу у всіх інших випадках (вантажопідйомність можна збільшити аж на 20%).
8. Для підтвердження надійності та довговічності мостових споруд після реконструкції за об'єктами було здійснено скінченно-елементне моделювання напружено-деформованого стану споруд під дією комплексу технологічних впливів від рухомого складу та кліматичних навантажень. Підбрано раціональні перерізи конструктивних елементів та їх армування згідно з нормативними критеріями

ВІДГУК
керівника магістерської кваліфікаційної роботи

студента (ки) _____ Стінського Олега Володимировича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему Оптимізація методу реконструкції існуючих
сталезалізобетонних автодорожніх мостів

Магістерська кваліфікаційна робота присвячена дослідженню напружено-деформованого стану існуючих сталезалізобетонних мостів, під дією комплексу кліматичних, динамічних колісних та інших технологічних навантажень. Основний зміст МКР відповідає завданню. Актуальність магістерської роботи обґрунтовується необхідністю подальшого ефективного використання за призначенням фонду сталезалізобетонних автодорожніх мостів, збудованих у минулому, які, через більш жорсткі вимоги надійності та довговічності, вищу інтенсивність транспортного потоку та більшої пропускної здатності пішоходів та природний знос основних конструкцій потрібно реконструювати.

В роботі проведено ґрунтовний науковий узагальнюючий аналіз конструктивних рішень та технічних станів існуючих на сьогодні типових конструкцій сталезалізобетонних мостів, функції основних конструктивних елементів на основі опрацьованих наукових та нормативних джерел. Виконано скінчено-елементне моделювання напружено-деформованого стану мостових споруд, виявлені небезпечні ділянки, що потребують підсилення. На конкретному прикладі сталезалізобетонної мостової споруди, збудованої у м. Дашів Вінницької області, запропоновано раціональний спосіб підсилення шляхом улаштування двобічних сталезалізобетонних прибудов, що, на відміну від класичного способу заміною прогонової будови, дозволяє обмежено експлуатувати споруду під час виконання ремонтно-відновлювальних робіт. Для запропонованого та класичного способів обчислено економічні показники, які доводять перевагу запропонованого способу реконструкції над існуючим.

У магістерській роботі, крім цього апробовано методику аналізу напружено-деформованого стану існуючих сталезалізобетонних мостових споруд з урахуванням спільної роботи металевої та залізобетонної частин, яка альтернативній існуючій, застарілій нормативній методиці, наведеній у ДБН В.2.3-14:2006. Пропонована методика дозволяє уникнути внутрішніх протиріч державних нормативних документів.

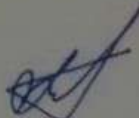
Проведені автором магістерської роботи наукові дослідження виконувалися самостійно на високому рівні. Магістрант ерудований, володіє матеріалом із моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних мостів та способами проектування їх раціонального підсилення, вміє узагальнювати науковий матеріал. Результати магістерської роботи опубліковані у двох наукових працях та апробовані на ЛІІ науково-технічній конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету.

Дослідження, виконані автором за напрямком оптимізації методів реконструкції сталезалізобетонних мостів в рамках МКР, виконувалися вчасно, у відповідності до затвердженого календарного плану. Рівень підготовки магістранта відповідає вимогам освітньої програми за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія. Магістрант заслуговує оцінки «А» (відмінно) та присвоєння ступеня магістра будівництва.

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

Доц. каф. БМГА, к.т.н

(посада, науковий ступінь, вчене звання)



(підпис)

Попов В.О.

(ім'я, прізвище)

ВІДГУК ОПОНЕНТА на магістерську кваліфікаційну роботу

студента

Стінського Олега Володимировича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему Оптимізація методу реконструкції існуючих

сталезалізобетонних автодорожніх мостів

У магістерській кваліфікаційній роботі досліджено раціональні методи реконструкції сталезалізобетонних однопролітних мостових споруд під дією кліматичних та технологічних навантажень. Зміст МКР відповідає індивідуальному завданню. Актуальність магістерської роботи підтверджується скрутним станом автомобільних доріг загалом та мостових споруд України, який зокрема виник через недофінансування галузі у 90-ті роки минулого сторіччя та через сучасних воєнний стан у нашій державі. МКР наукового спрямування складається з чотирьох основних розділів, вступу та висновків.

В першому розділі проаналізований стан питання з проектування реконструкції та нового будівництва автодорожніх мостів. Автор МКР описує сучасну класифікацію мостів, основні складові частини типового сталезалізобетонного мосту та узагальнює проблеми, які виникають під час тривалої експлуатації таких споруд.

У другому розділі МКР автор описує послідовність створення кінцево-елементної моделі мосту, що складається з бетонної плити та сталевих каркасу у вигляді просторових ферм під дією різних навантажень на прикладі існуючого мосту, збудованого на одній з регіональних доріг Вінницької області. В результаті моделювання автором встановлено, що міст потребує негайного підсилення через аварійний технічний стан.

В третьому розділі МКР розроблені конструктивні та технологічні рішення щодо реконструкції сталезалізобетонних мостів. Порівнюються два методи: класичний – заміною прогонової будови та, запропонований автором спосіб улаштування двобічної сталезалізобетонної прибудови. Оцінено переваги та недоліки кожного з методів.

Четвертий розділ, дозволяє оцінити пропозиції, які надані автором роботи за інтегральним вартісним критерієм. За результатами економічних розрахунків доведено, що запропоновані автором методи реконструкції сталезалізобетонних мостів дешевші, тому ефективніші за існуючі класичні.

Основні результати МКР опубліковані у двох друкованих працях та апробовані в рамках ІІІ науково-технічної конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету.

Недоліки МКР: 1) занадто розлогий перший розділ, в якому проаналізовано стан питання з проектування автодорожніх мостів загалом, натомість варто було зосередити увагу саме на сталезалізобетонних мостах та більш докладно описати проблеми з ними; 2) під час моделювання мостової споруди не згадано про класичний аналітичний метод знаходження зусиль у елементах з допомогою ліній впливу. Зазначені зауваження не знижують загальної позитивної оцінки магістерської кваліфікаційної роботи.

Наукові дослідження за напрямом оптимізації методів реконструкції мостів, виготовлених зі сталі та бетону, що викладені в МКР, дозволяють зробити висновок, що робота відповідає вимогам освітньої програми за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія та, при відповідному захисті, заслуговує оцінки «А» та присвоєння йому ступеня магістра будівництва.

Опонент

Доц. каф. теплоенергетики, к.т.н.

(посада, науковий ступінь, вчене звання)


(підпис)

Резидент Н.В.

(ініціали, прізвище)