

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Секції
«Мости, конструкції
та будівельна механіка»
і «Хімія та хімічні технології»

Збірник наукових праць
88-ї Міжнародної наукової конференції студентів університету
30 березня – 03 квітня 2026 року

Харків 2026

УДК 624 – секція «Мости, конструкції та будівельна механіка»

УДК 66.0 – секція «Хімія та хімічні технології»

Редакційна колегія

Олексій ОВЧАРЕНКО – к.т.н., завідувач кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

Тетяна НЕНАСТІНА – д.т.н., завідувачка кафедри хімії та хімічної технології

Катерина БЕРЕЖНА – к.т.н., доцент кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

Секції «Мости, конструкції та будівельна механіка» і «Хімія та хімічні технології» Збірник наукових праць 88-ї міжнародної наукової конференції студентів університету (30 березня - 03 квітня 2026 року)/ ХНАДУ. Харків, 2026. – 212 с.

У роботах проаналізовано поточний стан мостів та шляхопроводів на автомобільних дорогах, особлива увага приділена пошкодженням, які є внаслідком бойових дій. Приділено увагу сучасним підходам до проектування, зведення та відновлення транспортних об'єктів із застосуванням інноваційних матеріалів. Описано методики оцінки експлуатаційних параметрів споруд, а також стратегії зміцнення їхньої конструктивної надійності та безпеки. Додатково висвітлено аспекти впровадження хімічних технологій у будівельну галузь та промислову сферу.

УДК: 624 та 66.0

©Колектив авторів, 2026

©ХНАДУ, 2026

Секція
«Мости, конструкції та будівельна механіка»

ЗАСТОСУВАННЯ ПК ALLPLAN BRIDGE ДЛЯ ВАРІАТИВНИХ ЗМІН МОДЕЛІ МОСТУ

*Барабаш К.О. ДМ-46-22, асп. Вербицький К.І.
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Безбабічева О.І.,
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

У статті розглянуто особливості параметричного BIM-моделювання мостових споруд у програмному комплексі Allplan Bridge. На основі аналізу гурткової роботи, навчальних відеоматеріалів та офіційної документації систематизовано основні етапи побудови цифрової моделі мосту: створення осі, формування параметричних поперечних перерізів, моделювання підпорядкованих конструкцій, несучих елементів і прогонової будови. Визначено ключові переваги параметричного підходу порівняно з традиційним геометричним моделюванням, зокрема автоматичне оновлення залежних елементів, гнучкість внесення змін та інтеграцію геометричної і розрахункової моделей. Обґрунтовано доцільність застосування Allplan Bridge у навчальному процесі та інженерній практиці мостобудування.

Сучасний розвиток інфраструктурного будівництва характеризується активним впровадженням цифрових технологій, зокрема концепції інформаційного моделювання будівель (BIM). У мостобудуванні BIM-підхід забезпечує інтеграцію геометричних, конструктивних і розрахункових характеристик об'єкта в єдину цифрову модель, що підвищує точність проектування та ефективність управління життєвим циклом споруди.

Традиційні методи проектування мостів базуються на створенні окремих креслень і локальних моделей, що часто призводить до неузгодженості між стадіями проекту. Натомість параметричне моделювання дозволяє формувати об'єкт як систему взаємопов'язаних параметрів, які автоматично адаптуються при зміні вихідних даних.

Одним із сучасних програмних комплексів, що реалізує цей підхід, є Allplan Bridge - спеціалізоване BIM-рішення для мостового проектування, що забезпечує створення єдиної параметричної моделі мостової споруди.

Метою даної роботи є аналіз процесу формування параметричної BIM-моделі мостової споруди в середовищі Allplan Bridge та визначення його переваг для інженерного проектування.

Для досягнення цієї мети було розглянуто основні етапи побудови моделі, проаналізовано параметричні залежності, та визначено переваги для конкретного прикладу порівняно з традиційним моделюванням.

Етап 1: Формування осі мосту

Формування моделі мосту починається зі створення осі (рис.1), яка визначає просторове положення споруди. У Allplan Bridge вісь задається в плані та поздовжньому профілі або імпортується з геодезичних даних (наприклад, у форматі LandXML).

Вона є базовим елементом, від якого залежить розташування всіх конструктивних компонентів мосту, що визначає геометрію та забезпечує узгодженість усіх компонентів моделі.

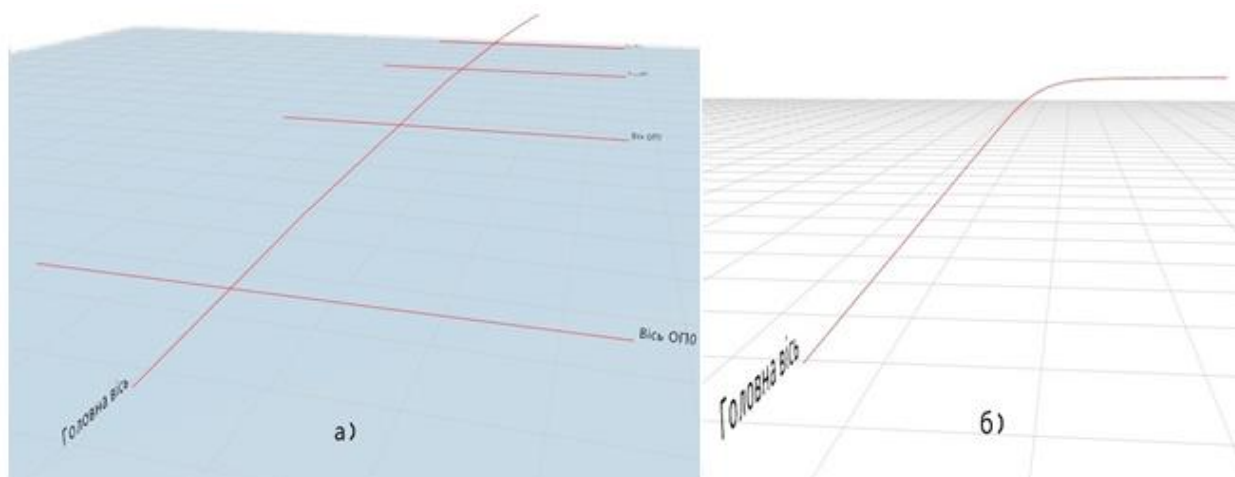


Рисунок 1 – Головна вісь: а) температурно нерозрізного багатопролітного;
б) коробчастого типів мостів

Етап 2: Створення параметричних поперечних перерізів

Поперечні перерізи (рис.2) формуються як параметричні шаблони, що описують геометрію конструкції через систему змінних: висоти, ширини, товщини елементів і кутів нахилу. Такий підхід дозволяє моделювати змінну геометрію мосту по довжині та забезпечує автоматичне оновлення форми при зміні параметрів [1, 2].

Отже, поперечний переріз виступає не лише геометричним елементом, а носієм логіки конструкції.

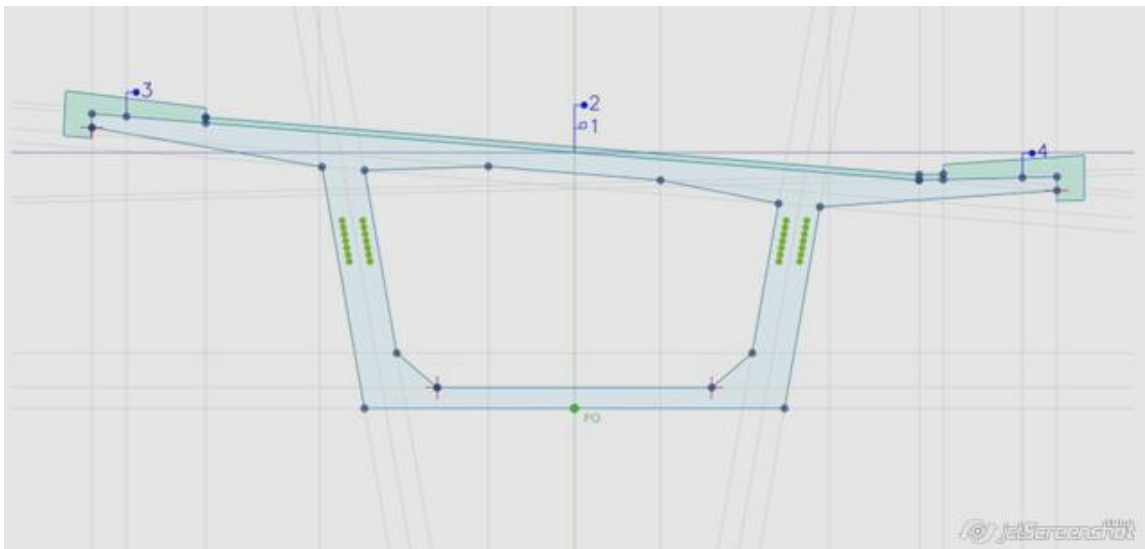


Рисунок 2 – Поперечний переріз головної балки коробчастого типу з елементами зовнішнього навантаження (тротуарні блоки, дорожнє покриття)

Етап 3: Побудова підконструкції

Після створення параметричної основи виконується моделювання підконструкції мосту (рис.3), до якої належать опори, фундаменти, устої та інші несучі елементи.

Особливістю моделювання є можливість прив'язки підконструкції до однієї або декількох осей, що забезпечує гнучкість при моделюванні складних інженерних умов. Елементи підконструкції можуть автоматично адаптуватися до змін геометрії осі та поперечного перерізу. Це забезпечує автоматичне узгодження конструктивних рішень і зменшує ймовірність помилок.

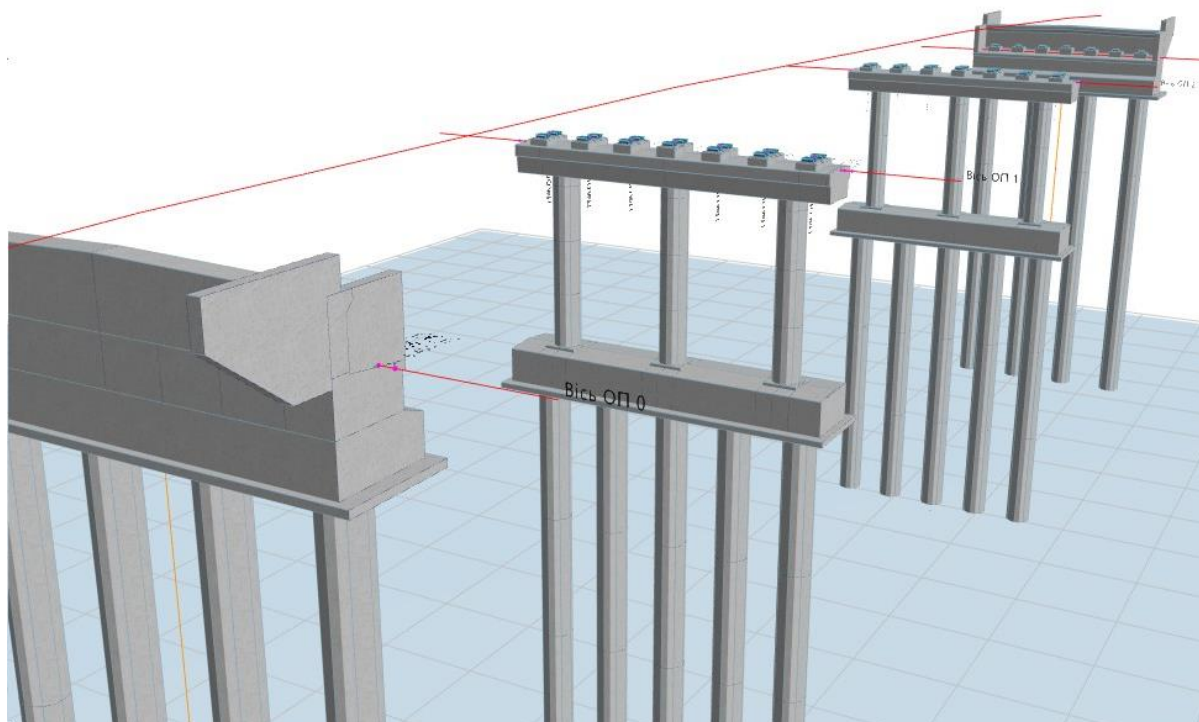


Рисунок 3 – Моделювання підконструкцій

Етап 4: Моделювання несучих елементів

На цьому етапі формується несуча система мосту, зокрема балки (рис.4) та інші конструктивні елементи. Усі параметричні моделі пов'язані між собою через параметричні залежності, що забезпечує автоматичну зміну всієї системи при коригуванні окремих параметрів. Таким чином забезпечується цілісність моделі та мінімізується необхідність ручного редагування.

Особливо ефективним є використання параметричних залежностей для моделювання мостів зі змінною геометрією або складною просторовою формою.

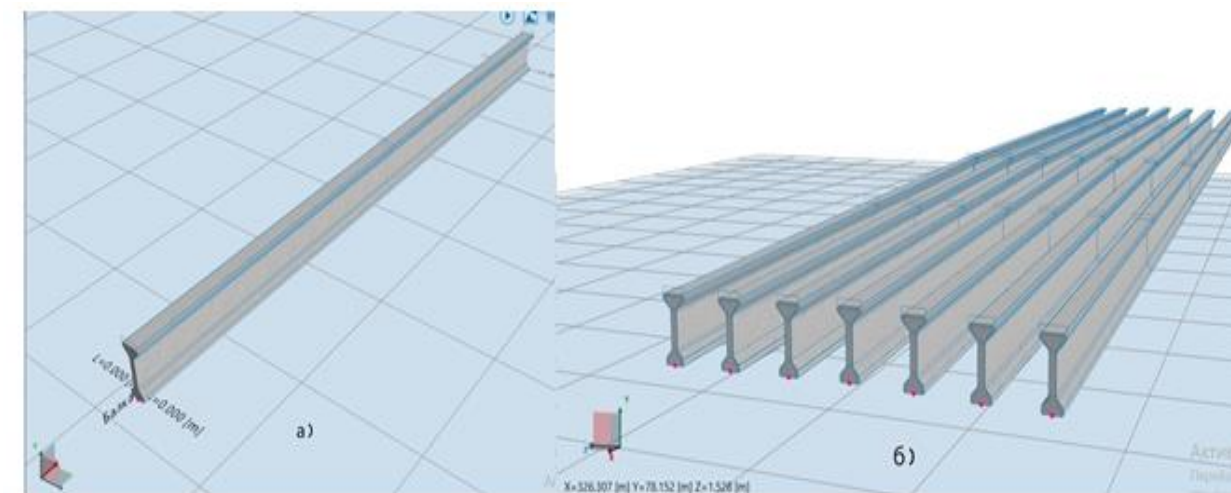


Рисунок 4 – Модель: а) шаблону балки; б) балкового прогону

Етап 5: Формування прогонової будови

Одним із ключових етапів є побудова прогонової будови (рис.5), яка об'єднує всі несучі елементи в єдину конструктивну систему.

Вона створюється на основі параметричних перерізів і автоматично адаптується до геометрії осі, формуючи цілісну тривимірну модель споруди, яка відповідає реальним умовам проєктування.

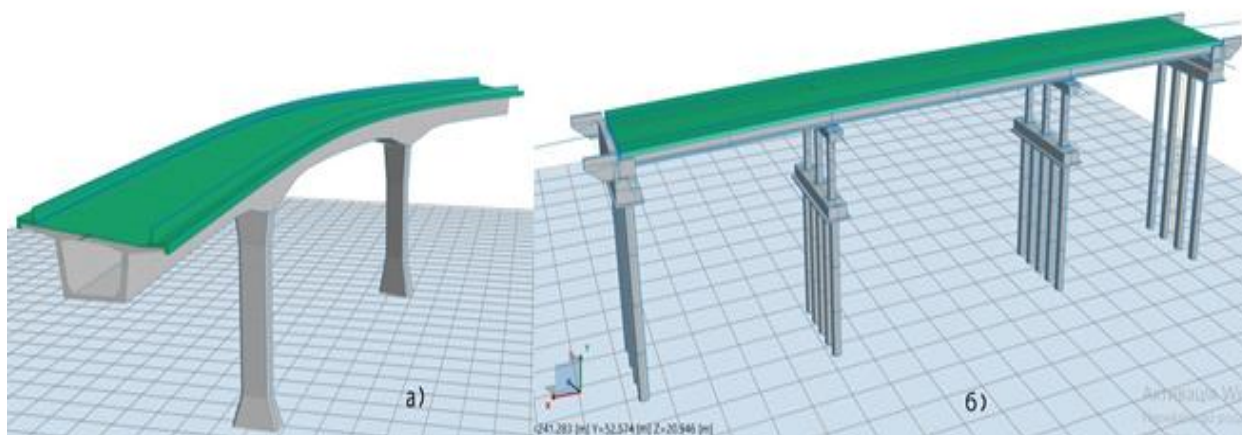


Рисунок 5 – Моделі: а) прогонової будови коробчастого типу;
б) температурно-нерозрізної прогонової будови.

Завершення моделі та інтеграція з розрахунком

Завершальним етапом є інтеграція геометричної моделі з розрахунковими інструментами. Allplan Bridge дозволяє автоматично формувати розрахункову модель на основі геометричних даних.

У межах єдиного середовища можуть бути виконані:

- задання навантажень і комбінацій;
- розрахунок напружено-деформованого стану;
- аналіз впливових ліній;
- урахування стадійності будівництва.

Це забезпечує безперервність інженерного процесу від моделювання до аналізу.

Переваги параметричного BIM-моделювання

Параметричне BIM-моделювання має такі основні переваги:

- автоматичне оновлення моделі при зміні параметрів;
- зменшення трудомісткості проектування;
- підвищення точності та узгодженості даних;
- можливість повторного використання рішень;
- інтеграція геометричної та розрахункової моделей;
- адаптивність до складних інженерних умов.

У порівнянні з традиційним підходом, де кожна зміна потребує ручного редагування, параметричне моделювання забезпечує значно вищу ефективність і надійність проектування.

Висновки

У результаті роботи встановлено, що параметричне BIM-моделювання в середовищі Allplan Bridge є ефективним інструментом проектування мостових споруд.

Воно забезпечує послідовність побудови моделі - від створення осі до формування повної 3Д конструкції – тобто забезпечує системність і узгодженість проектних рішень та взаємозв'язок між усіма елементами споруди.

Основною перевагою параметричного підходу є автоматичне оновлення моделі при зміні вихідних даних, що підвищує гнучкість і точність проєктних рішень.

Вибір раціонального варіанту для конкретних ситуацій виконують на основі порівняння різних варіантів за сукупністю критеріїв: вартості, технологічності та термінів будівництва.

Процес варіативних змін відповідних моделей з Allplan Bridge є зручним та надає додаткових можливостей для знаходження раціонального варіанту. Таким чином, Allplan Bridge має великий потенціал як у практичній інженерній діяльності, так і в навчальному процесі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Allplan Bridge Getting Started, ALLPLAN GmbH, München. 8 видання, 2020. — 236с.
2. Матеріали наукового гуртка "Комп'ютерне моделювання" ОПІ Мости і транспортні тунелі, кафедри МКБМ, ХНАДУ URL: <https://dl2022.khadi-kh.com/course/view.php?id=5009>

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТЕЛЕБЕТОННОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ МЕРЛА

Дорожко І. ДМ-41-22
Науковий керівник: к.т.н, доцент, Бережна К.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Сучасні мости є критично важливими для безперервності руху та цілісності транспортної мережі. Проте тривала експлуатація, навантаження та кліматичні чинники поступово руйнують їхні конструкції. Для запобігання аваріям необхідно регулярно проводити діагностику, технічне обслуговування та своєчасний ремонт споруд. Це особливо актуально сьогодні, коли більшість мостів застаріли й потребують оновлення через зростання інтенсивності руху. Такий підхід дозволяє гарантувати безпеку та значно подовжити термін служби об'єктів. Аналіз напружено-деформованого стану є важливою складовою при визначенні заходів по подальшій експлуатації штучних споруд.

В якості об'єкту дослідження обрано міст через річку Мерла, розташований поблизу села Колонтаїв, знаходиться на автомобільній дорозі М-03 Коломак – Шелестове – Колонтаїв. Автомобільна дорога за основними геометричними параметрами та габаритами проїзної частини дорога відповідає IV технічній категорії. Споруда є капітальним мостом постійного типу загальною довжиною 126,6 м.

Основні геометричні характеристики мосту: довжина мосту – 126,6 м; схема мосту – 12,3+33,7×3+12,3 м; габарити проїзної частини – 6 м; тротуари – відсутні; проектні навантаження – Н-10 та НГ-60.

Прольотна будова мосту – розрізна, п'ятипрольотна, виконана у вигляді металевих балок із залізобетонною плитою проїзної частини. Такий тип конструкції був характерним для мостів, зведених у середині ХХ століття, та широко застосовувався на автомобільних дорогах загального користування.

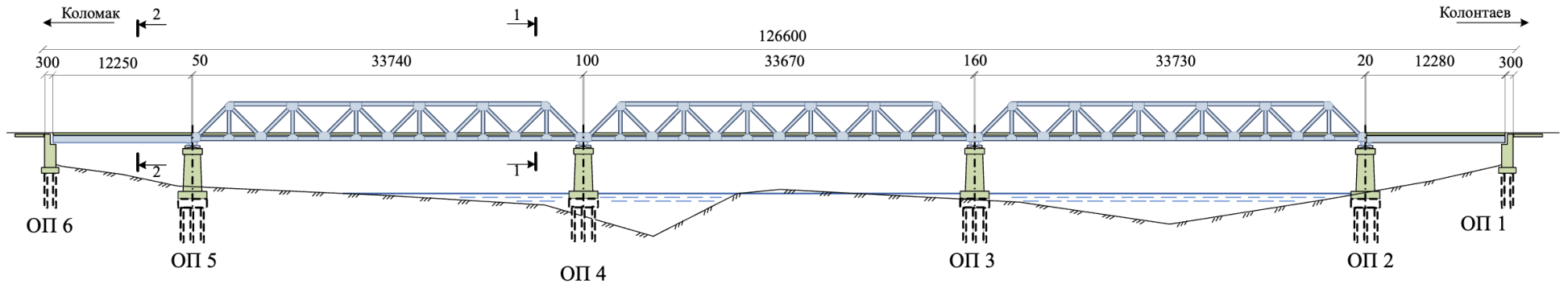


Рисунок 1 – Загальний вид моста

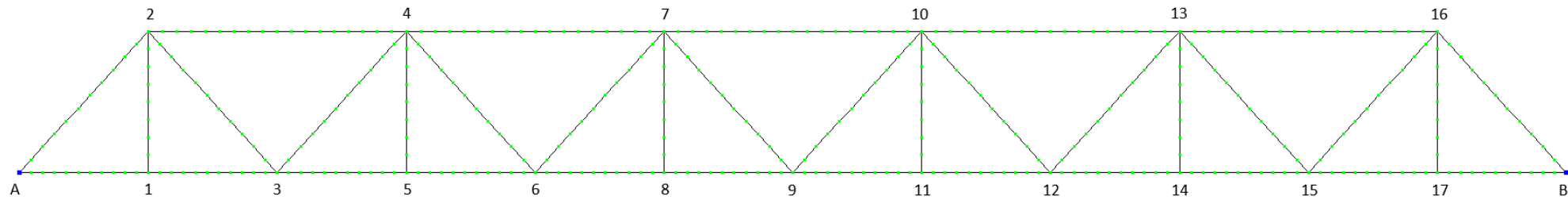


Рисунок 2 – Розрахункова схема ферми

Берегові опори мосту (ОП 1 та ОП 6) є монолітними масивними, зведеними на дерев'яних палях. Проміжні опори (ОП 2 – ОП5) також виконані як монолітні масивні опори на дерев'яних палях. Застосування дерев'яних паль у фундаментах мостів було типовим інженерним рішенням для періоду будівництва споруди та відповідає тогочасним вимогам.

Середні прольоти 2 – 4 виконані у вигляді клепанних розкісних металевих ферм з паралельними поясами (з їздою понизу) та залізобетонною плитою проїзної частини товщиною приблизно 15 см. Довжина прольотної будови становить 33,7 м, висота ферми – 3 м, довжина панелі – 2,75 м (12 панелей).

У поперечному перерізі встановлено дві ферми з відстанню між осями 7 м. Ферми об'єднані між собою металевими поперечними балками двотаврового перерізу №55 (№53), розташованими по нижньому поясу. Зв'язки по верхньому поясу ферм відсутні.

Верхній пояс ферми складається із здвоєних швелерів, з'єднаних у коробчастий переріз за допомогою горизонтальних накладок та додатково підсилених бічними накладками. Розкоси виконані з прокатних та зварних двотаврів. Стояки виготовлені із зварних двотаврів.

Нижній пояс ферм, аналогічно верхньому, складаються з двох швелерів, об'єднаних планками, а в середній частині прольоту додатково підсилених накладками.

Пролітні будови 1-го та 5-го прольотів є балочними, металевими, складеними, із залізобетонною плитою проїзної частини. Вони виконані зі складених двотаврових балок, утворених спареними кутниками верхнього та нижнього поясів, які з'єднані між собою поперечними ґратчастими зв'язками з кутників.

Довжина крайніх прольотів становить 12,25 м. У поперечному перерізі встановлено 3 головні балки з відстанню між осями 2,7 м. Висота балок дорівнює 54 см, товщина залізобетонної плити проїзної частини складає 12 – 14 см.

Метою дослідження є перевірка несучої здатності реального сталевго мосту на дію нормативних навантажень шляхом виконання чисельного розрахунку з використанням методу просторового моделювання. Розрахунок спрямований на оцінку напружено-деформованого стану основних несучих елементів прольотної будови, зокрема сталевго ферми з паралельними поясами, для одного розрахункового прольоту.

Чисельний аналіз виконано в програмному комплексі LIRA-FEM. Застосування просторової розрахункової моделі дозволяє врахувати спільну роботу елементів конструкції, особливості їх закріплення та просторовий характер прикладання навантажень, що забезпечує більш повне відтворення реальної роботи мосту. Аналіз результатів зосереджено на роботі елементів ферми як основного несучого елемента.

Для розрахунку побудовано просторову модель одного прольоту мосту, задано нормативні постійні та тимчасові навантаження, визначено внутрішні зусилля й переміщення в елементах сталевго ферми. На основі отриманих даних здійснено перевірку міцності елементів ферми.

Розрахунок виконано для середнього прольоту мосту, перекритого металевго клепаною фермою з паралельними поясами, яка визначає несучу здатність прольотної будови.

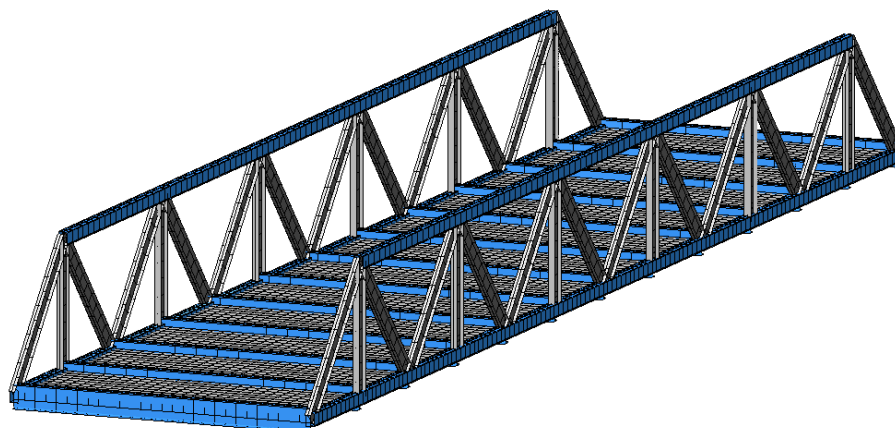


Рисунок 3 – Просторова розрахункова 3D-модель середнього прольоту мосту в LIRA-FEM

Чисельна модель відповідає одному розрахунковому прольоту ферми. Розрахункові геометричні параметри: розрахунковий проліт $l_p = 33,0$ м, довжина панелі $d = 2,75$ м, розрахункова висота ферми $h = 3,0$ м. У поперечному напрямку враховано спільну роботу двох ферм, об'єднаних поперечними металевими балками по нижньому поясу.

Для моделювання використано просторову розрахункову схему. Елементи ферми змодельовано стержневими скінченними елементами, залізобетонну плиту – пластинчастими елементами. Умови опирання: шарнірно-нерухоме на одному кінці, шарнірно-рухоме на іншому.

У розрахунковій моделі враховано дію постійних і тимчасових нормативних навантажень, передбачених для автомобільних мостів. Навантаження прикладені відповідно до їх просторового розподілу та введені у програмному комплексі у вигляді окремих навантажувальних випадків із подальшим формуванням розрахункових поєднань. Динамічні коефіцієнти та коефіцієнти надійності за навантаженням прийняті згідно з чинними нормативними документами та реалізовані засобами програмного комплексу.

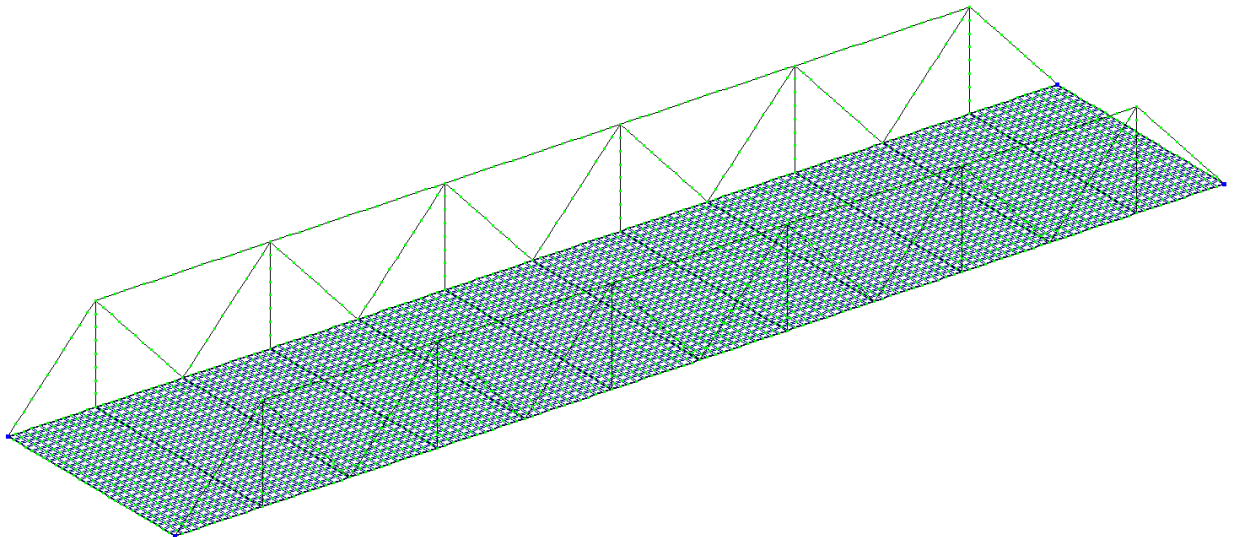


Рисунок 4 – Скінчено-елементна модель центрального прольоту мосту

У межах чисельного розрахунку прийнято нормативну геометрично незмінну розрахункову схему. Фактичні деформації та пошкодження елементів мосту, виявлені під час обстеження, безпосередньо в розрахункову

модель не вводилися. Зазначені дефекти враховуються на етапі аналізу отриманих результатів та використовуються для подальшого обґрунтування інженерних рішень щодо покращення технічного стану споруди.

Тимчасові нормативні навантаження в розрахунковій моделі задані відповідно до прийнятих нормативних схем автомобільних навантажень. Для аналізу роботи прольотної будови використано навантаження типів Н-30, Н-13, НГ-60, НК-80, а також тандемні та смугові навантаження А11 і А15.

Кожен вид навантаження задавався в окремому навантажувальному випадку. Такий підхід дозволяє визначити найбільш несприятливі зусилля в елементах ферми та виконати порівняльний аналіз впливу різних типів тимчасових навантажень.

Розрахункові значення тимчасових навантажень визначені з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням та динамічних коефіцієнтів відповідно до нормативних вимог. Значення коефіцієнтів застосовувалися на етапі визначення величин навантажень, після чого отримані розрахункові значення безпосередньо вводилися в програмний комплекс у вигляді навантажувальних випадків.

Максимальні розрахункові зусилля в основних елементах металевої ферми наведено в таблиці 1.

Таблиця 1 – Максимальні зусилля в характерних елементах ферми, т

Елемент ферми		Зусилля від постійного навантаження	Сумарні зусилля від постійних та тимчасових навантажень						Несуча здатність елемента
			Н-13	Н-30	НГ-60	НК-80	A15	A11	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Верхній пояс	2 – 4	- 87,9	- 148,6	- 172,8	- 148	- 149,1	- 226,9	162,3	145,7
	4 – 7	- 140,2	- 250,2	- 256,2	- 210,3	- 263,2	- 389,2	- 269,2	230
	7 – 10	- 158,1	- 285,1	-282,1	- 210,2	- 298,1	- 407,1	- 291,1	265,9
Нижній пояс	A – 3	+ 48,3	+ 66,1	+ 73,3	+ 65,2	+ 64,4	+ 87,9	+ 69,7	154,9
	3 – 6	+ 118,5	+ 141,5	+ 144,6	+ 137,7	+ 144,8	+ 172,4	+ 146,4	239,3
	6 – 9	+ 153,4	+ 175,2	+ 170,2	+ 164,7	+ 183	+ 198,4	+ 176,6	256,1
Розкоси	A – 2	- 71,2	- 117,7	- 135,9	- 116,4	- 115,5	- 175,2	- 127,5	134,2
	2 – 3	+ 58,4	+ 98	+ 114,6	+ 98,8	+ 100,8	+ 151,8	+ 107,6	123,5
	3 – 4	- 49,4	- 86,1	- 76,7	- 65,4	- 92,9	- 132,7	- 91	84,7
	4 – 6	+ 32,6	+ 65,9	+ 48,4	+ 30,38	+ 75,6	+ 104,1	+ 67,3	90
	6 – 7	- 16,9	- 33,2	- 25,71	- 4,6	- 43,8	- 34,7	- 28,2	46,6
	7 – 9	+ 6,5	+ 13,52	+ 8,66	- 6,5	+ 4,57	- 12,2	+ 1,46	90
Стійка	1 – 2	+ 9,6	+ 13,12	+ 13,78	+ 11,51	+ 9,601	+ 13,98	+ 12,94	98

Результати, представлені в таблиці 1, дозволяють зробити висновок про різний ступінь впливу різних схем тимчасових навантажень на роботу елементів сталеві ферми. Найбільш суттєве збільшення внутрішніх зусиль спостерігається при переході від дії постійного навантаження до повних розрахункових поєднань, що враховують сумісний вплив постійних і тимчасових нормативних навантажень разом із відповідними коефіцієнтами надійності.

Найбільш сприятливим є навантаження Н-13 – воно збільшує зусилля в елементах лише на 30 – 45 % порівняно з постійним навантаженням. Навантаження Н-30 та НГ-60 дають близькі результати, причому НГ-60 дещо переважає для верхнього поясу та опорних розкосів.

Найбільш небезпечними для несучої здатності прольотної будови виявилися схеми НК-80 та А15. НК-80 створює максимальні стискаючі зусилля у верхньому поясі та значні знакозмінні зусилля в розкосах. А15 є визначальним для нижнього поясу і більшості елементів решітки, де зусилля зростають на 20 – 35 % порівняно з НК-80.

Навантаження А11 займає проміжне положення і в більшості елементів поступається А15.

За характером роботи елементів ферми спостерігається чітка картина. Верхній пояс працює виключно на стиск, причому найбільші зусилля виникають саме від НК-80 та А15. Нижній пояс працює на розтяг, з максимумом при А15. Розкоси та стійки зазнають знакозмінних зусиль, причому найбільші абсолютні значення фіксуються при А15 (розтяг) та НК-80 (стиск).

Результати порівняння з несучою здатністю елементів свідчать про недостатній запас міцності в низці елементів при найбільш несприятливих поєднаннях. Це вказує на перевищення несучої здатності за граничним станом першої групи в ключових елементах при дії А15, тоді як при НК-80 перевищення менш критичне, але все одно спостерігається в окремих панелях верхнього поясу. Отримані дані підтверджують необхідність детальної

перевірки міцності, врахування виявлених дефектів та розробки заходів щодо підсилення або обмеження експлуатації мосту.

За результатами оцінки технічного стану встановлено, що споруда має численні дефекти та пошкодження, зокрема: незадовільний стан асфальтобетонного покриття з тріщинами та вибоїнами; наскрізне руйнування залізобетонної плити в п'ятому прольоті з оголенням та корозією арматури; корозійні пошкодження елементів металевих ферм, особливо нижнього поясу; відсутність та деформація горизонтальних зв'язків у середніх прольотах; підмив та нахил проміжних опор на $8-9^\circ$ внаслідок розмиву русла; відсутність організованого водовідведення, що спричиняє постійне зволоження конструкцій.

Перевірка несучої здатності мосту, виконана в програмному комплексі LIRA-FEM із використанням просторової скінченно-елементної моделі, показала, що при дії сучасних нормативних навантажень А15 та НК-80 низка елементів металевих ферм зазнає зусиль, що перевищують їхню несучу здатність. Найбільш критичними є елементи верхнього поясу (елементи 4–7 та 7–10), де розрахункові стискаючі зусилля перевищують несучу здатність на 40–70 %. Опорні розкоси (А–2) та розкоси 2–3, 3–4 також працюють з перевищенням допустимих зусиль при навантаженні А15.

Навантаження Н-13 та Н-30, що відповідають проектним навантаженням Н-10 та НГ-60, за якими було запроєктовано міст, створюють зусилля в межах несучої здатності більшості елементів, проте з мінімальним запасом. З урахуванням корозійного зносу металу фактичний запас міцності є ще меншим.

Для забезпечення подальшої безпечної експлуатації мосту необхідне виконання комплексу першочергових ремонтних заходів: відновлення залізобетонної плити, антикорозійний захист металевих елементів, укріплення русла та захист опор від підмиву, відновлення зв'язків прольотних будов, улаштування системи водовідведення.

До виконання ремонтних робіт рекомендується обмежити рух по мосту транспортних засобів із навантаженням, що перевищує проєктне (Н-10), а також встановити режим регулярного моніторингу стану конструкцій, зокрема контроль нахилу опор та прогинів прольотних будов.

Все це підтверджує необхідність системного підходу до експлуатації мостових споруд, що вичерпали нормативний строк служби, та своєчасного виконання ремонтно-відновлювальних робіт для забезпечення безпеки дорожнього руху.

ЛІТЕРАТУРА

1. Обстеження моста через р. Мерла в с. Колонтаєв а/д Т-21-16 М-03 – Коломак-Шелестово-Колонтаєв км 29+545 : звіт про НДР (проміж.) / Харків. нац. автомобільно-дорож. ун-т ; кер. В. П. Кожушко. Харків, 2016. 51 с.
2. ДБН В.2.3-6:2009. Мости та труби. Обстеження і випробування. [Чинний від 2010-03-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 43 с.
3. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. [Чинний від 2010-03-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 49 с.
4. ДБН В.2.3-26:2024. Мости і труби. Проектування сталевих конструкцій. [Чинний від 01.03.2025]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2024.
5. ДСТУ 9123:2021. Настанова з обстеження та випробування мостів і труб. Київ : Мінекономіки України, 2021.

МІЦНІСТЬ КРИЗЬ ТИСЯЧОЛІТТЯ: КОНСТРУКТИВНІ ІННОВАЦІЇ В БУДІВНИЦТВІ РИМСЬКИХ МОСТІВ НА ТЕРИТОРІЇ ІСПАНІЇ

Андрусяк Д. ДМ-41-22

Науковий керівник: к.т.н, доцент, Бережна К.В.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Історично мости викликали велике суспільне захоплення, але тривалий час ігнорувалися істориками та інженерами як об'єкти серйозних досліджень. Ситуація змінилася у другій половині ХХ століття з появою концепції індустріальної спадщини. Після чого дослідження мостів, які були побудовані у минулі століття, прийняли достатньо значних масштабів. Одним з таких досліджень є наукова робота, яка стосується визначення відношення інженерної споруди до того чи іншого століття або визначення авторів цих споруд.

Методологія дослідження базується на аналізі кладки (stonework) збережених об'єктів, топографічних вимірах та аналізі конструктивних особливостей. Проблема ідентифікації - дослідники наголошують, що термін «римський» часто застосовується помилково на основі лише народних назв. Справжні римські мости це ті, що зберегли оригінальну кладку майже повністю (наприклад, міст Sommieres у Франції). Мости в «римській традиції», це об'єкти, що стоять на місці римських попередників, але були повністю перебудовані в Середньовіччі (наприклад, Ponte Vella в Оренсе).

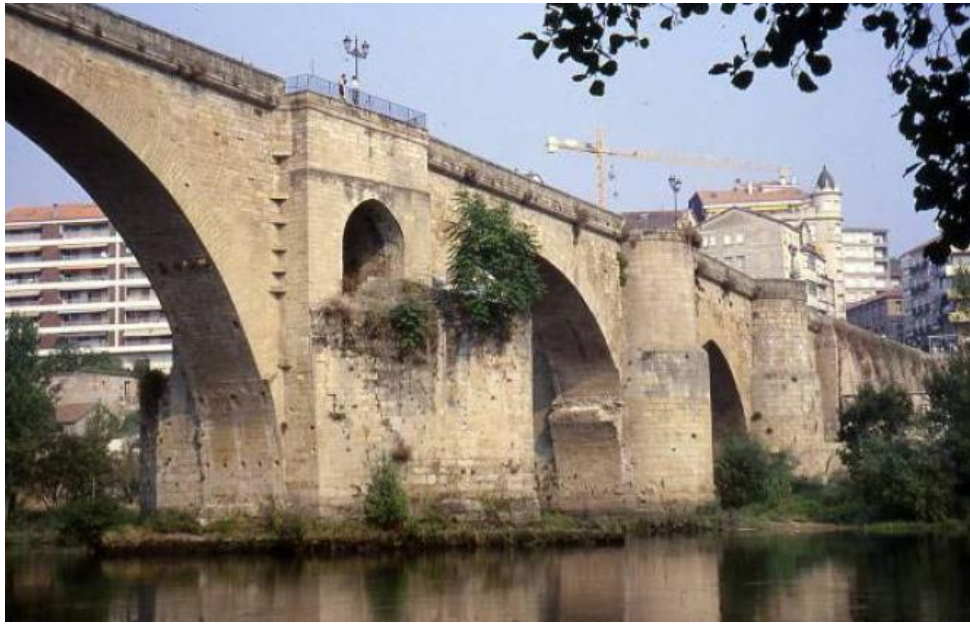


Рисунок 1 – Мост в Оренсе

Для ідентифікації римських мостів дослідники виділяють дев'ять технічних характеристик. Ширина мосту - більшість римських мостів мають ширину понад 5 метрів. Це пов'язано з тим, що римляни не хотіли звужувати дороги (зазвичай 6–7 м завширшки) при перетині річок. Лише 5% досліджених об'єктів мають ширину менше 4 метрів.



Рисунок 2 – Мост Аркиньо (Bridge of Arquinho)

Горизонтальний або пологий профіль - 75% мостів мають абсолютно горизонтальну проїжджу частину. Решта мають незначний нахил (близько 3%), що відрізняє їх від «горбатих» середньовічних мостів.



Рисунок 3 – Мост Жульєн (Pont Julien)

Рустика (Rustic Work) - обробка каменю з грубою виступаючою поверхнею (рустика) є спадщиною грецької культури. Вона надавала споруді міцності та полегшувала транспортування блоків.



Рисунок 4 – Мост Диявола біля Барселони (Bridge of the Devil)

Чергування ложкових та тичкових рядів – це система кладки (opus quadratum), де камені кладуться то довшою, то коротшою стороною назовні для стабільності конструкції. Зустрічається у 67% досліджених мостів.

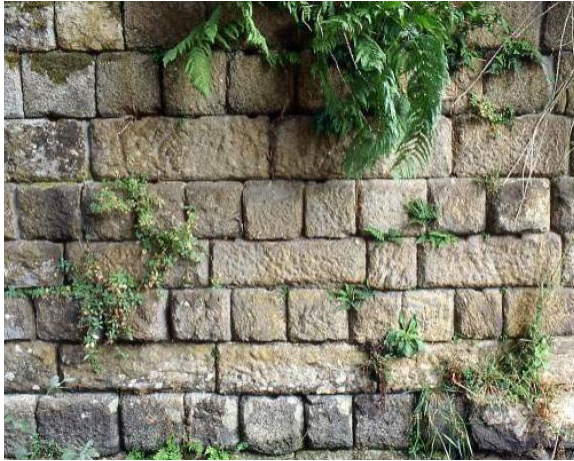


Рисунок 5 – Мост Фрейшо (Ponte Freixo)

Отвори у формі «ластівчиного хвоста» - для з'єднання блоків римляни використовували свинцеві або дерев'яні скоби, що вставлялися у спеціальні пази. Такі отвори не зустрічаються в роботах пізніших періодів

Однорідність товщини склепіння - у 95% римських мостів товщина арки залишається незмінною від основи до замкового каменю (відхилення до 10%). У середньовічних мостах розміри каменів зазвичай хаотичні.



Рисунок 6 – Мост Педра (Ponte de Pedra)



Рисунок 7 – Мост Меріда (Bridge of Mérida)

Якість виконання швів - римську кладку вирізняє ретельне припасування ашлярів (тесаних каменів), що контрастує з неохайністю середньовічного будівництва.

Маніпуляційні отвори - отвори в центрі каменів для захватів (*ferrei forcipes*) або на краях для важелів. Хоча захвати використовувалися і пізніше, специфічні пази для важелів характерні саме для римлян.

Римські одиниці виміру - розміри ключових елементів часто відповідають цілим числам у римських футах (наприклад, прольоти 10,40 м, 6,00 м тощо).

Найсуперечливими мостами є цегляні мости: їх ідентифікувати найскладніше. Єдиним офіційно визнаним римським цегляним об'єктом в Іспанії є каналізація Меріди (*Alcantarilla de Mérida*).

Ponte Ponsul в Португалії раніше вважався не римським через гострокутні хвилерізи, але знахідка аналогічних форм у Тунісі (міст *Chemtou*) змусила вчених переглянути цю думку.

Висновок: Дослідження та наукові статті на цю тему закликають до перегляду статусу багатьох мостів в Іспанії (наприклад, у Бургосі чи Майорці), оскільки вони не мають достатньої кількості вищезгаданих ознак для підтвердження римського походження.

ЛІТЕРАТУРА

1. Durán Fuentes M. La identificación de los puentes romanos en la antigua Hispania // El concepto de itinerario: Antiquitas, Iter, Vía / coord. por J. J. Cepeda. — 2003. — P. 89–110.
2. Adam, J. P. (1996). La construcción romana. Materiales y técnicas. León: Editorial de los Oficios.
3. Alvarado, S., Durán, M., & Nárdiz, C. (1989). Puentes históricos de Galicia. Santiago de Compostela.
4. Durán Fuentes, M. (1996). "Puentes romanos peninsulares: tipología y construcción". In Actas I Congreso de Historia de la Construcción. Madrid.
5. Durán Fuentes, M. (2001). La construcción de puentes en la antigua Gallaecia romana. Unpublished Ph D thesis.
6. Galliazzo, V. (1995). Il ponti romani. Venice: Edizione Canova.
7. Ginouvés, R., & Martín, R. (1995). Dictionnaire méthodique de l'architecture grecque et romaine.
8. González Tascón, I. (2002). "La ingeniería civil romana". In Artifex, Exhibition catalogue. Madrid.
9. Hellmann, M-C. (2002). L'Architecture grecque. Paris: Éditions A. et J. Picard.

ОСОБЛИВОСТІ БУДІВНИЦТВА ПІДЗЕМНИХ ПАРКІНГІВ В УМОВАХ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

*Шевченко А. П., Мостовий А. М. ДМ-41-22
Науковий керівник: к.т.н., доцент Бережна К.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Зі зростанням міст постала проблема тимчасового зберігання машини: на час знаходження власника машини на роботі, вдома або в торговому комплексі і т.п. Актуальність дослідження полягає в тому, що аналіз нових форматів паркування, їх особливостей дозволить оптимально використати міську дорожньо-транспортну інфраструктуру. Метою дослідження є вдосконалення процесу проектування паркінгів на міській території; збільшення кількості машино-місць шляхом будівництва багатопверхових паркінгів в умовах існуючої забудови.

Перший багаторівневий паркінг було збудовано 1901 році у центрі Лондона. Споруда була 7-поверховий будинок на 100 машино-місць. Підйом машини на поверх здійснювався електричним ліфтом. До свого паркувального місця машина доїжджала сама. Паркінг виявився дуже своєчасною і дуже затребуваною спорудою. Слідом за ним були запроектовані та збудовані ще дві будівлі на 200 та 230 машино-місць.

У 1928 році у Нью-Йорку компанією Kent Automatic Garages було збудовано 25-поверховий автоматизований паркінг на 1000 машино-місць. Ця споруда залучила не лише публіку, а й пресу. Підйом на поверх автомобіля виконувався на ліфті. Далі, спеціалізована автоматична система розміщувала його на певному місці. Проте, цей паркінг проіснував лише до 1943 р. Причиною його закриття став стрімкий розвиток машинобудування. Змінився не лише зовнішній вигляд автомобіля, але змінилися і його габарити, його вага. Переобладнання ліфтів та перепланування самої споруди з урахуванням нових

вимог виявилося непідйомним для власників паркінгу. Найпростіше було закрити споруду.

Проблема паркування в різних країнах вирішувалася і вирішується зараз по-різному. Наприклад, у Голландії поширені підземні паркінги та працює мережа екопаркувань. Крім того, там планується будівництво міста-паркінгу, в якому будуть присутні об'єкти сфери міської інфраструктури: магазини, спортивні центри, кінотеатри та ін. У Японії також проектуються та будуються підземні паркінги, обслуговування яких забезпечується роботами.

Сучасні паркінги відрізняються своєю різноманітністю (рис. 1). Кожен з них має свої переваги та недоліки, що має враховуватися при їх проектуванні. Вибір якогось одного з видів паркінгів має на увазі певний підхід для складання розрахункової моделі та технології виконання робіт, застосування різних матеріалів та вимог до них.

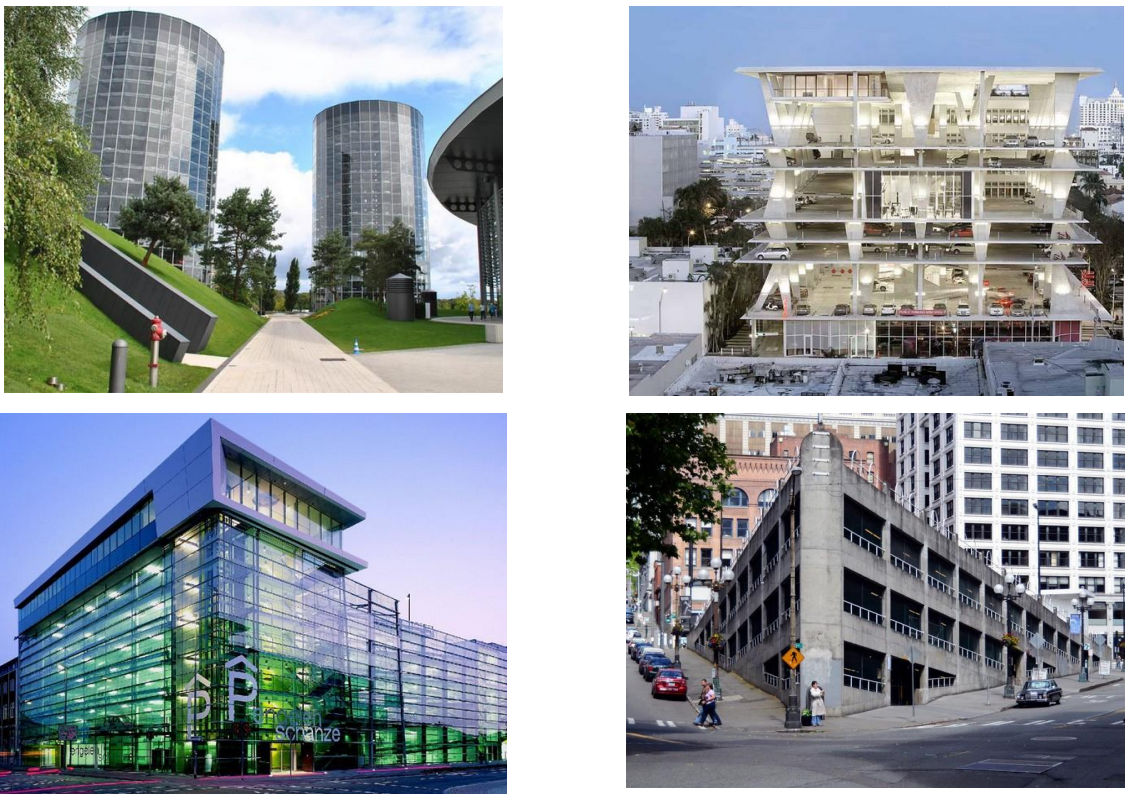


Рисунок 1 – Сучасні паркінги: а – Autostadt паркінг компанії Volkswagen; б – 111 Lincoln Road в Майамі; в – Parkhaus Engelenschanze – в Мюнстері; – Sinking Ship в Сієтле

Прикладом сучасного паркінгу може бути багаторівневе паркування Stadsberget, спроектоване архітекторами з White Arkitekter та Henning Larsen Architects у центрі Пітео (Швеція, 2016р.). Її навіть називають «парковкою майбутнього» (рис. 2). Паркування розраховане на 228 машино-місць. На даху паркінгу розміщено спортивний та оглядовий майданчики, які ефектно підсвічуються в нічний час. Фасад споруди виконаний з дерев'яних рейок. Застосовуючи прості прийоми використання утилітарного об'єкта - схилу, архітектори створили паркінг, що став центром розваги всіх городян.



Рисунок 2 – Багаторівневий паркінг Stadsberget (Пітео, Швеція)

При проектуванні багаторівневих паркувань архітектори стикаються з проблемою організації руху автомобілів та дефіцит вільних ділянок для будівництва надземних паркінгів. Тому ідеальною альтернативою є підземні паркінги. Прикладом раціональної та оптимальної організації навігації може

бути підземний паркінг ApplePark, дизайн форми якого вражає своєю лаконічністю та витонченістю.



Рисунок 3 – Підземний паркінг в комплексі ApplePark

При виконанні робіт у стиснених умовах, при високому рівні підземних вод, а також при необхідності кріплення стін котловану за розрахунком, можливе використання кріплення стін розпірним, заставним кріпленням, шпунтовими стінами, конструкцією «стіна в ґрунті», сітками та дотичними буровими палями, стінами із закріпленого ґрунту. Слід зазначити, що технічні рішення з будівництва підземних споруд відкритим способом корисно розглядати, як комплексні, з включенням до його складу технології кріплення котловану, розробки ґрунту з подальшим зведенням власне конструкцій споруди, а також з інженерними заходами щодо захисту котловану та підземної споруди від підземних вод; екологічних вимог щодо охорони навколишнього середовища.

На вибір технології підземної споруди, що зводиться відкритим способом, вирішальне значення надають наступні фактори: габарити

підземної споруди в плані та за глибиною; місце розташування підземної споруди (будівництво на вільній території або в умовах тісної забудови); інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки будівництва; необхідність дотримання екологічних вимог щодо охорони навколишнього середовища; економічні міркування; можливості будівельної підрядної організації. При проектуванні підземних споруд у районах існуючої забудови слід виконувати геотехнічний прогноз (геотехнічне обґрунтування) впливу будівництва на зміну напружено деформованого стану ґрунтового масиву та деформації існуючих будівель та споруд.

Конструкція та технологія пристрою огорожі при будівництві підземної споруди відкритим способом повинні задовольняти наступні основні вимоги: забезпечувати стійкість стін котловану в процесі та після повної розробки ґрунту; сприймати навантаження від споруди, якщо огорожа входить до складу конструкції підземної споруди; забезпечувати водонепроникність, якщо неможливо або економічно недоцільне водозниження; має бути передбачена багаторазова оборотність елементів кріплення, якщо огорожа є тимчасовою; кріплення не повинно захаращувати котлован, заважати виїмці та зворотному засипанню ґрунту, та монтажу основних конструкцій; забезпечувати скорочення матеріаломісткості, трудомісткості та строків будівництва; забезпечувати збереження експлуатованих наземних і підземних об'єктів, що потрапляють у зону впливу підземної споруди, що будується; забезпечувати дотримання екологічних вимог (дотримання допустимих норм щодо шуму, вібрації, захисту навколишнього середовища).

Конструкцію огороження котлованів, а також підстави підземних споруд розраховується за двома групами граничних станів. Перша група граничних станів передбачає виконання наступних розрахунків: стійкості положення стіни проти зсуву, перекидання та повороту; стійкості, несучої здатності та місцевої міцності основи; міцності елементів конструкцій та вузлів з'єднання; несучої здатності та міцності анкерних елементів; стійкості та міцності розпірних елементів; фільтраційної стійкості основи. Друга група

граничних станів передбачає виконання таких розрахунків, як: підстави, підпірних стін та їх конструктивних елементів за деформаціями, у тому числі з визначенням горизонтальних зсувів; залізобетонних елементів конструкцій стін з розкриття тріщин.

Висновок: Будівництво підземних паркінгів у щільній міській забудові — це насамперед управління ризиками. Основний акцент у літературі робиться на тому, що традиційні методи відкритого котловану часто є неприпустимими через загрозу деформації сусідніх будівель. Найбільш ефективною визнана технологія «Top-Down» (зверху-вниз), яка дозволяє використовувати перекриття підземних поверхів як розпірні конструкції для утримування стін котловану. Це мінімізує зміщення ґрунту та дозволяє паралельно зводити наземну частину будівлі, що критично важливо для оптимізації термінів будівництва в умовах мегаполіса.

Іншим ключовим аспектом є геотехнічний моніторинг. Науковці підкреслюють, що проектування не закінчується на папері: протягом усього циклу робіт необхідно в реальному часі відстежувати рівень підземних вод та найменші коливання фундаментів навколишніх споруд. Використання «стіни в ґрунті» як основного захисного бар'єру дозволяє не лише створити надійну гідроізоляцію, а й забезпечити жорстку конструкцію, що витримує значний тиск ґрунту. Отже, успішний проект підземного паркінгу — це баланс між інноваційними методами зміцнення стін та безперервним контролем за станом міського середовища.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.3-15:2007. Споруди транспорту. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. — К. : Мінрегіонбуд України, 2007. — (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах щільної забудови. Оптимізація технологічних рішень. — К. : Мінрегіонбуд України, 2008.

3. Гасенко Л. В., Самородов О. В. Проектування та влаштування глибоких котлованів у стиснених умовах міської забудови : навчальний посібник. — Полтава : ПолтНТУ, 2017. — 156 с.
4. Корнієнко М. В. Геотехнічний моніторинг при будівництві підземних частин споруд у мегаполісах // Основи і фундаменти : міжвідомчий науково-технічний збірник. — 2019. — Вип. 39. — С. 45–52.
5. ютюнник О. В. Технологічні особливості зведення підземних паркінгів методом «Top-Down» в умовах реконструкції // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. — 2021. — № 1. — С. 88–94.
6. Burland, J. B., Mair, R. J., & Standing, J. R. (2001). *Building Response to Tunnelling: Case Studies from Construction of the Jubilee Line Extension*, London. London: Thomas Telford Publishing. (Focuses on deep excavations and urban impact).
7. Chang-Yu, O. (2006). *Deep Excavations: Theory and Practice*. Taylor & Francis Group. (A comprehensive guide on soil mechanics and wall stability in urban areas).
8. Ibanez, M., & Rodriguez, A. (2020). Challenges of Underground Parking Construction in Historic City Centers. *Journal of Urban Planning and Development*, 146(3).
9. Puller, M. (2003). *Deep Excavations: A Practical Manual*. 2nd Edition. Thomas Telford Publishing. (Detailed analysis of diaphragm walls and ground movements).
10. Wang, Z. W., & Ng, C. W. (2005). Characteristics of Wall Deflections and Ground Surface Settlements in Shanghai. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), 1243–1254. (Case studies on ultra-deep excavations in soft clay).

РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ АВТОМОБІЛЬНОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ МОКРІ ЯЛИ В С. ПЕРЕБУДОВА ВОЛНОВАСЬКОГО РАЙОНУ ДОНЕЦЬКОЇ ОБЛАСТІ

Анахіна І. О. ДМ-51-25

Науковий керівник: д.т.н, проф, Бугаєвський С.О.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Актуальність проведення детального технічного обстеження мостів на автомобільних дорогах загального користування місцевого значення зумовлена необхідністю забезпечення безперебійного та безпечного сполучення між населеними пунктами, особливо в умовах подолання наслідків воєнних руйнувань у Донецькій області. Об'єктом даного поглибленого дослідження є автомобільний міст (рис. 1), розташований на км 3+700 автомобільної дороги за напрямком Мирне-Комар у Волноваському районі [5].



Рисунок 1 – Загальний вид тимчасового мосту на км 3+700

Загальний вигляд тимчасового мосту, зведеної для відновлення логістики, представлено на рис. 1. Історично на цій локації функціонував постійний металевий міст, що був введений в експлуатацію ще у 1972 р. Проте внаслідок бойових дій капітальний міст був повністю знищений, що призвело до розірвання критично важливих логістичних ланцюгів. Для оперативного відновлення руху силами місцевої військової адміністрації було прийнято рішення про зведення тимчасового мосту із залізобетонних збірних конструкцій. Оскільки будівництво виконувалося в екстрених умовах без належної проєктно-кошторисної та виконавчої документації, виникла гостра професійна потреба у проведенні незалежної експертної оцінки технічного стану мосту для визначення її реальної несної здатності та безпечності проїзду.

Комплексне польове обстеження, проведене фахівцями у серпні 2023 р. за сприятливих погодних умов, дозволило встановити фактичні геометричні та конструктивні параметри моста. Встановлено, що тимчасовий міст має балкову розрізну схему $1 \times 12,0$ м із повною довжиною споруди 12,4 м. Фактичний габарит проїзної частини становить лише 3,2 м, що в умовах відсутності тротуарів та будь-яких систем огороження створює надзвичайно небезпечні умови для одночасного руху транспорту та пішоходів [1]. Загальний вид берегової опори наведено на рис. 2.



Рисунок 2 – Загальний вид берегової опори

Найбільш критичним порушенням інженерних норм, зафіксованим під час огляду, є використання залізобетонних балок покриттів промислових будівель у якості головних несних елементів прогонової будови мосту. Дані конструкції за своїми фізико-механічними характеристиками та схемою армування призначені виключно для статичних навантажень від покрівлі і категорично не розраховані на сприйняття динамічних, циклічних та ударних навантажень, які генерує автомобільний транспорт. Це призвело до появи небезпечної похилої тріщини довжиною 1,2 м на балці Б1, що свідчить про вичерпання міцності бетону на дію поперечних сил [1].

Детальний аналіз роботи плит проїзної частини виявив грубі помилки при формуванні статичної схеми споруди. Плити П2-П9, що мають довжину 4 м, були змонтовані з опиранням на три головні балки (Б1, Б2, Б3). Така конфігурація докорінно змінює характер роботи залізобетонного елемента: плита, що мала працювати як розрізна балка, фактично стала нерозрізною двопрогоною конструкцією. Оскільки армування верхньої зони таких плит є мінімальним або відсутнім, виникнення від'ємних згинальних моментів над середньою балкою призвело до утворення силових тріщин та поступового руйнування бетону. Ще більш критична ситуація спостерігається з шестиметровими плитами П1 та П10, де через значні консольні вильоти, що не спираються на ригелі, відбувається інтенсивне кришіння та вивал бетону, що підтверджується натурними замірами та візуальною фіксацією наскрізних пошкоджень. Окрім механічної деструкції, лабораторні випробування методом карбонізації захисного шару бетону показали критичне зниження показника рН до рівня 9. Це є прямим індикатором втрати бетоном здатності пасивувати сталеву арматуру, що запускає незворотні корозійні процеси в робочому металі та веде до швидкої втрати несної здатності всього перерізу [3].

Гідрологічні умови в районі мостового переходу через річку Мокрі Яли також характеризуються певними особливостями, що впливають на

довговічність мосту (рис. 3). На момент обстеження річка мала глибину до 1 м, а кут перетину з віссю дороги становив приблизно 90° [4].



Рисунок 3 – Русло річки Мокрі Яли в створі мостового переходу

Незважаючи на те, що русло стабільне, відсутність надійного укріплення конусів та використання для цього лише залишків бетону від попередньої зруйнованої споруди не забезпечує належного захисту від розмивів. Берегові опори, виконані з бетону, мають шафові стінки з цегли, що є вкрай недовговічним рішенням для мостових конструкцій, які постійно піддаються вібраціям та температурним коливанням. Відсутність перехідних плит на в'їздах до мосту з боку селищ Мирне та Комар вже призвела до просідання ґрунту та часткової відсутності засипки за шкафними стінками, що погіршує умови сполучення та створює додаткові динамічні удари на крайні балки при заїзді транспорту на міст. Порівняльні дані щодо вантажопідйомності мосту наведено у табл. 1 [4].

Таблиця 1 – Порівняння проектних та фактичних навантажень

Тип навантаження	Проектна схема	Фактичний стан	Висновок
Одиночна вісь	10-13 т	3,6 т	Не відповідає нормам
H-10	Дозволено	Не задовольняє	Критичний стан
H-60	Дозволено	Заборонено	Загроза руйнування
Габарит	4,5 м	3,2 м	Обмеження руху

Експлуатаційний стан підходів до об'єкта та загальний рівень облаштування мосту засобами безпеки дорожнього руху не відповідають жодним чинним нормативам України. На об'єкті повністю відсутні бар'єрне та перильне огороження, незважаючи на те, що насип підходів має висоту до 1 м. Будь-яка розмітка проїзної частини або дорожні знаки, що мали б регулювати черговість проїзду вузьким габаритом (3,2 м), також відсутні, що робить переправу потенційним місцем концентрації ДТП. На основі сукупності виявлених факторів, від використання невідповідних балок до відсутності гідроізоляції та водовідводу, технічний стан мосту за ДСТУ 9181:2022 офіційно визначено як Стан 5 (непрацездатний) [2]. Розрахунки вантажопідйомності підтвердили, що конструкція не задовольняє вимогам пропуску нормативних навантажень, а безпечне пересування можливе лише для транспортних засобів з навантаженням на вісь не більше 3,6 т. Остаточні рекомендації фахівців наполягають на повній заміні прогонових будов на сертифіковані мостові конструкції або будівництво нового мосту, оскільки подальша експлуатація існуючого несе пряму загрозу життю та здоров'ю громадян [5].

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.3-6:2009. Мости і труби. Обстеження та випробування. Київ, 2009. 278 с.
2. ДСТУ 9181:2022. Споруди транспорту. Мости автодорожні. Настанова з оцінювання та прогнозування технічного стану. Київ, 2022. 32 с.
3. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. Київ, 2006. 503 с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. Київ, 2009. 70 с.
5. Технічний звіт за результатами обстеження та оцінки технічного стану по об'єкту: «Міст на км 3+700 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С050405 Мирне - Комар». ТОВ «МОДУЛЬ-ЕКСПЕРТ», 2023. 24 с.

РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ АВТОМОБІЛЬНОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ МОКРІ ЯЛИ БІЛЯ С. НОВООЧЕРЕТУВАТЕ ВОЛНОВАСЬКОГО РАЙОНУ ДОНЕЦЬКОЇ ОБЛАСТІ

Неупокоєва М.Р. ДМ-51-25

*Науковий керівник :д.т.н., професор Бугаєвський С.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Мостові споруди є важливим елементом транспортної інфраструктури, що забезпечують безперервність транспортних зв'язків між населеними пунктами та регіонами. Надійність і безпечна експлуатація автомобільних мостів значною мірою визначаються технічним станом їх конструктивних елементів, який формується під впливом експлуатаційних навантажень, природно-кліматичних факторів, процесів старіння матеріалів, а також можливих механічних пошкоджень. У зв'язку з цим важливим етапом забезпечення подальшої експлуатаційної придатності мостових споруд є проведення інженерних обстежень, що дають змогу встановити фактичний технічний стан конструкцій, виявити наявні дефекти та пошкодження, оцінити їх вплив на несну здатність і довговічність елементів споруди, а також обґрунтувати рекомендації щодо подальшої експлуатації або відновлення мосту.

Під час проведення інженерного обстеження необхідно здійснювати всі можливі заходи для максимально повного визначення фактичного стану зруйнованого мосту безпосередньо на місці та зібрати достатній обсяг даних, необхідних для вибору оптимального способу його відновлення [1].

Об'єктом обстеження є автомобільний міст на км 7+427 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С0509 Новосілка-Комар. Споруда забезпечує подолання водної перешкоди через несудноплавну річку Мокрі Яли. Міст є капітальною спорудою постійного типу довжиною 88,3 м, збудований в 1998 р. Тип прогонової будови – балкова, розрізна. Габарит

проїзної частини – 11,5 м, ширина тротуарів – 1,0 м, разом з перильною огорожею ширина тротуарів складає 1,2 м. Схема мосту і поперечний переріз прогонової будови, складені за даними натурних обмірювань, наведені на рис. 1. По статичній схемі це п'ятипрогоновий розрізний балочний збірний залізобетонний міст.

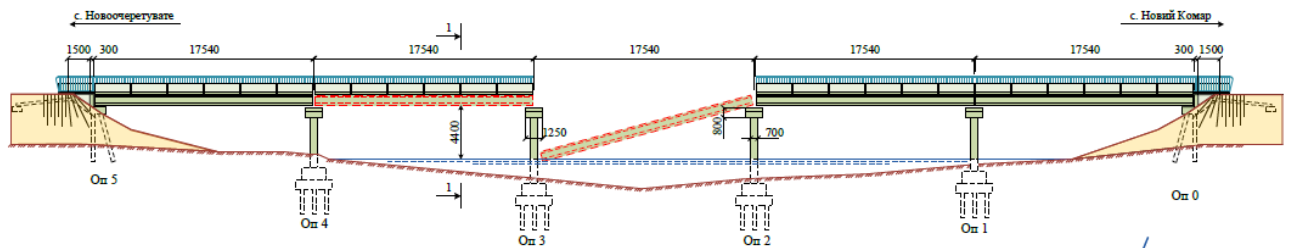


Рисунок 1 – Схема мосту через річку Мокрі Яли

При обстеженні мосту були оглянуті та обміряні за допомогою технічних засобів усі конструкції та елементи мосту: прогонові будови, опори, елементи проїзної частини, підходи до мосту та підмостовий простір. Роботи виконувались при температурі повітря $+10^{\circ}\text{C}$ (хмарно, вітряно) із застосуванням наступних методів:

Геодезичні вимірювання: за допомогою оптичного нівеліра Nivel System N32 проведено зйомку поздовжнього та поперечного профілів мосту й підходів. Це дозволило встановити фактичне положення конструкцій та оцінити плавність проїзду.

Неруйнівний контроль міцності: фактичну міцність бетону залізобетонних плит та опор визначено методом пружного відскоку за допомогою склерометру – молоток Шмідта МШ-225.

Вимірювання дефектів та геометрії: для визначення параметрів дефекту чи пошкодження застосовувались такі вимірювальні засоби, як лінійка сталева, рулетка, лазерний далекомір, оптичний нівелір, штангенциркуль, щуп та арматуроскоп.

Під час обстеження прогонових будов мосту особлива увага приділялась визначенню дефектів та пошкоджень, які по характеру суттєво впливають на вантажопідйомність та довговічність споруди. На прогонових будовах моста були виявлені наступні дефекти та пошкодження:

Прогін 2-3 повністю зруйновано – всі плити прогонових будов втратили проєктне положення та частково зруйновані, плити не придатні для подальшого використання (рис. 2).



Рисунок 2 – Дефекти прогонових будов мосту

В прогоні 3-4 плити П 12 та П 13 втратили проєктне положення, плити зруйновані і не придатні для подальшого використання, з боку Оп 3 в приопорних частинах плити прогонових будов П 7, П 9 та П 11 мають значні пошкодження бетону від вибуху (рис. 3).

В прогоні 3-4 на Оп 3 торцева частина всіх плит прогонових будов має пошкодження бетону від вибуху. Прогонові будови від вибухів змінили проєктне положення і між плитами П 7-П 8 та П 10-П 11 збільшилась відстань.

В прогоні 4-5 прогонові будови від вибухів змінили проєктне положення і між плитами П 11-П 12-П 13 значно збільшилась відстань (шов) (рис. 2.6).

У всіх прогонах, які залишились 0-1, 1-2, 3-4 та 4-5 в швах між плитами помітні незначні сліди вилугування та замокання бокових поверхонь плит, що свідчить про дефекти гідроізоляції проїзної частини.

На опорах мосту та опорних частинах були виявлені наступні дефекти та недоліки, які представлено на рис. 3:

Вибух на опорі Оп 3 призвів до руйнування та розтріскування бетону ригеля.



Рисунок 3 – Дефекти опор мосту

Вибух у основи опори Оп 4 призвів до наскрізного руйнування бетону блоків №2, 3, 4, 6 та №7 масивної частини опори та руйнування бетону блоків №5, 8, 9, 10, 11. Також в блоках № 2, 3, 4, 6, 7, 10 поздовжня робоча арматура зруйнована.

Ригель Оп 4 від вибуху зазнав руйнувань у вигляді вертикальних наскрізних тріщин, які розділили його на окремі частини.

На береговій опорі Оп 5 відмічено руйнування бетонного кріплення лобового укошу з низової сторони.

Під час обстеження проїзної частини виявлені дефекти та пошкодження, які впливають на безпеку руху транспортних засобів та довговічність і вантажопідйомність мосту. До цих недоліків слід віднести:

Сліди протікання води на крайніх балках всіх прогонів в місцях швів між тротуарними блоками (рис. 4) та тріщини на асфальтобетонному покритті на тротуарах та свідчать про дефекти поєднання між тротуарними блоками та руйнування шару гідроізоляції.

В прогоні 0-1 з низової сторони відмічається руйнування бетону тротуарних блоків. Покриття в прогонах 0-1 та 1-2 має сітку поздовжніх та поперечних тріщин. Поздовж бордюрів в тріщинах спостерігається накопичення ґрунту, в якому, у зв'язку з відсутністю проїзду по мосту, з'явилась рослинність. Тротуарні блоки прогону 4-5 з низової сторони після вибухів змінили проєктне положення та мають нахил у зовнішній бік.



Рисунок 4 – Дефекти тротуарних блоків

Покриття в прогонах 3-4 та 4-5 після вибухів та зрушення з проєктного положення плит прогонових будов має значні поздовжні тріщини (рис. 5).

Деформаційні шви над Оп 4 та Оп 5 після вибухів та зрушення з проєктного положення плит прогонових будов мають значні пошкодження покриття.



Рисунок 5 – Дефекти мостового полотна

Під час обстеження підходів до мосту встановлено такі дефекти:

Підходи до тротуарів відсутні та на Оп 5 заросли кущами. Конуси з вкрити травою та чагарником. На підходах до мосту, на межі між перехідними плитами та насипом підходів, спостерігається поперечна тріщина на всю ширину підходів.

Процедура класифікації експлуатаційного стану елементів мостів за результатами обстежень полягає в зіставленні характерних дефектів і пошкоджень, інших ознак деградації, які виявлені в процесі нагляду, обстежень та випробувань, з описом ознак деградації, наведених у класифікаційних таблицях додатка А Настанови з оцінювання та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [3]. У результаті класифікації елемент споруди за своїми ознаками зносу відноситься до одного з п'яти експлуатаційних станів, що встановлені цими настановами.

Експлуатаційний стан моста класифікується за найнижчим з показників експлуатаційного стану елементів споруди: елементи проїзної частини; елементи прогонових будов; опори та опорні частини; фундаменти; підмостове русло; регуляційні споруди; підходи. Прийнято, що елементи моста протягом життєвого циклу перебувають послідовно в одному з п'яти експлуатаційних станів.

Експлуатаційний стан групи елементів приймається за станом найбільш слабкого елемента в групі. Для мосту, що обстежено:

- проїзна частина – стан 5 Непрацездатний;
- прогонові будови – стан 5 Непрацездатний;
- опори та опорні частини – стан 5 Непрацездатний;
- фундамент – стан 3 Працездатний;
- підмостове русло – стан 2 Обмежено справний;
- підходи – стан 2 Обмежено справний.

В результаті обстеження автомобільного мосту через річку Мокрі Яли біля с. Новоочеретувате Волноваського району Донецької області визначено, що стан мосту **5 непрацездатний**.

При цьому стані необхідно:

- вести постійний нагляд та контроль за виконанням обмежень руху з залученням спеціалізованої організації;
- терміново вирішується питання про реконструкцію мосту або про її закриття;
- вживаються тимчасові заходи для запобігання аварії.

Отримані дані обстеження є фундаментальною базою для планування відновлення логістичної стійкості та гарантування безпеки руху. Обґрунтовано необхідність термінової розробки проєкту повної реконструкції або будівництва нового мосту із залученням сучасних організаційно-технологічних рішень.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бугаєвський С. О. Відновлення мостів і труб після пошкодження : конспект лекцій (частина 1). Харків : ХНАДУ, 2023. 178 с.
2. Технічний звіт за результатами обстеження та оцінки технічного стану по об'єкту: «Міст на км 7+427 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С0509 Новосілка – Комар» / ТОВ «МОДУЛЬ-ЕКСПЕРТ»; керівник роботи С.В. Садовничий. Київ, 2023. 54 с.
3. ДСТУ 9181:2022. Споруди транспорту. Мости автодорожні. Настанова з оцінювання та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів.
4. ДБН В.2.3-6:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування.
5. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів.

ОГЛЯД ТИПОВИХ ДЕФЕКТІВ МОСТОВИХ СПОРУД З ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ПРОГОНОВОЮ БУДОВОЮ

*Спиця Р.В., ДМ-46-22, Соколов Е.І., ДМ-51-25
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Волох В.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Мости є важливими об'єктами критичної інфраструктури, вони відіграють ключову роль у функціонуванні транспортних шляхів, що є складовою економіки та забезпечують безпеку регіонів і держави в цілому. У період військового стану мости стали важливим елементом обороноздатності країни, а також шляхами для гуманітарної евакуації та експортної логістики.

Найбільш інтенсивними темпами будівництво мостів в Україні проводилось у 1960-1970 роках, тобто середній вік мостів на дорогах загального користування України складає 57 років [1]. Частка залізобетонних транспортних споруд на автомобільних дорогах загального користування державного значення на підконтрольних територіях України від загальної кількості складає 93,80% - 5051 одиниць і 4279 споруди мають термін експлуатації понад 40 років. Враховуючі кількість залізобетонних мостів і їх поважний вік треба приділяти особливу увагу залізобетонним мостам, бо існує ризик деградації їх конструкцій внаслідок розвитку дефектів залізобетонних елементів. Відповідно до ДСТУ [2], дефектом є «кожна окрема невідповідність об'єкта встановленим вимогам».

Визначення працездатності мостової споруди проводять за сукупністю дефектів [3], які виявлено під час обстеження, і оцінюють здатність елементів мосту реагувати на навантаження.

Для залізобетонних мостів, як і для транспортних споруд виконаних з інших матеріалів, можуть бути присутні дефекти на під'їзній дорозі, які свідчать про структурні або гідравлічні проблеми: провисання дороги, огорожі тріщини в дорожньому покритті, ознаки того, що дорога осіла ерозія або руйнування бокових схилів, тощо.

Однак слід зазначити, що для залізобетонних транспортних споруд характерні дефекти пов'язані зі станом бетону [4], які виникають від впливу експлуатаційних, технологічних, проєктних факторів. Найбільш поширенні прояви руйнування бетону це: тріщини від навантаження (згин, зсув), кліматичний вплив (цикли замерзання-відтавання), відшарування, луцнення, контамінація пов'язана з дією солей, луги, грибкових утворень, утворення вторинного еtringіту, пустот витирання, зношування, пошкодження від зіткнення, абразія, пошкодження від перевантаження.

Тріщина – це лінійне руйнування в бетоні. Вона може поширюватися частково або повністю через елемент. Існують два основні типи тріщин: структурні та неструктурні. Структурні тріщини виникають через напруження від постійного та тимчасового навантаження. Поява тріщин вважається нормальною для слабо армованого бетону (наприклад, у монолітних таврових балках), якщо тріщини невеликі та відсутні іржаві плями чи інші ознаки руйнування. Великі структурні тріщини свідчать про потенційно серйозні проблеми, оскільки вони безпосередньо пов'язані з несучою здатністю елемента. Коли можна спостерігати відкриття та закриття тріщин під навантаженням, вони називаються «робочими» тріщинами. Існують два типи тріщин в конструкціях: від згину та зсуву.

Тріщини від згину виникають через розтягуючі сили i , отже, розвиваються в зонах розтягування. Зони розтягування виникають або внизу, або вгорі елемента, залежно від конфігурації прольоту. Зони розтягування також можуть виникати в компонентах підструктури. Тріщини розтягування завершуються, коли вони наближаються до нейтральної осі елемента. Якщо балка є конструкцією з простим прольотом тріщини від вигину часто можна знайти в середині прольоту внизу елемента, де напруження при вигині або прогинанні найвищий (рис. 1). Якщо балки є конструкціями нерозрізного прогону тріщини від вигину виникають у верхній частині елементів біля або поруч із їх опорами.



Рисунок 1 – Згинальна тріщина на тавровій балці

Зсувні тріщини виникають через діагональні розтягуючі сили, які зазвичай з'являються в стінці елемента поблизу опор, де зсувні напруження найбільші.

Зазвичай ці тріщини виникають поблизу опорної зони, починаючи знизу елемента та простягаючись діагонально вгору до центру елемента (рис. 2).

Зсувні тріщини також виникають у шафових стінках крайніх опор, проміжних опорах, фундаментних блоках, плитах перекриття, колонах та фундаментах.



Рисунок 2 – Тріщина зсуву на балці плити

Хоча структурні тріщини зазвичай виникають через сили постійного та змінного навантаження, вони також можуть бути спричинені

перенавантаженнями в елементах, що виникають через несподівані вторинні сили. Обмежене термічне розширення або скорочення, наприклад, через замерзлі шарніри, або сили, що виникають внаслідок розширення під'їзної плити чи руйнування шафової стінки, можуть спричинити значні зусилля, які призводять до тріщин.

Розмір тріщини дуже важливий для оцінки стану мосту, що експлуатується. Тріщини можуть поширюватися частково або повністю через бетонний елемент. У залізобетоні тріщини зазвичай будуть достатньо великими, щоб їх можна було побачити неозброєним оком. Умовно тріщини можна поділити на: волосні, вузькі, середні, широкі, причому в їх класифікації [5] геометричні параметри для залізобетону і попередньонапруженого залізобетону відрізняються.

Таблиця 1 – Геометричні розміри ширини тріщини

Тріщини	Ширина тріщини, мм	
	Залізобетон	Попередньонапружений залізобетон
Волосові	< 1,6	< 0,1
Вузькі	1,6 до 3,2	0,1 до 0,23
Середні	3,2 до 4,8	0,25 до 0,76
Широкі	> 4,8	> 0,76

Волосні тріщини є невеликими і не можуть бути виміряні звичайним обладнанням. Середні та широкі тріщини – це тріщини, які можна виміряти простими методами або за допомогою лінійки-калібра тріщин [5]. На звичайно армованих конструкціях волосні тріщини зазвичай незначні. Усі інші розміри ширини тріщин можуть бути значними і повинні моніторитися. На попередньонапружених конструкціях усі тріщини є значними, і оптичний калібр тріщин є доцільним інструментом для вимірювання та розрізнення тріщин. Слід приділяти увагу довжині, ширині, розташуванню та орієнтації (горизонтальну, вертикальну або діагональну). Як великі, так і малі тріщини у

головних елементах, особливо у переднапружених елементах, слід досліджувати на наявність іржавих плям або сольових відкладень або ознаки диференційного переміщення з обох боків тріщини.

Ненесучі тріщини виникають внаслідок внутрішніх напружень через зміни розмірів. Ненесучі тріщини можна поділити на три категорії: тріщини від температури (рис. 3) тріщини усадки тріщини у масивному бетоні.

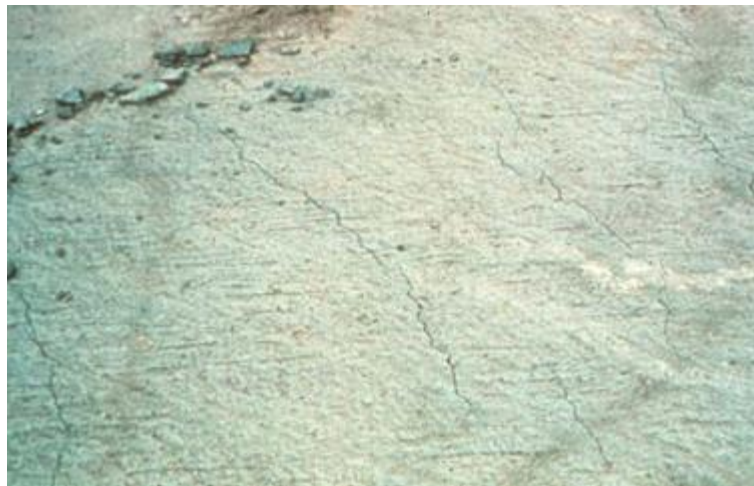


Рисунок 3 – Температурні тріщини

Хоча ці тріщини неструктурні та відносно невеликі за розміром, вони створюють отвори для води та забруднювачів, що може призвести до серйозних проблем. Температурні тріщини спричинені тепловим розширенням і стисненням бетону. Бетон розширюється або стискається під час підвищення або зниження температури. Якщо бетон не стискається через тертя або через те, що його утримують на місці, він тріскається під натягом. Несправні шарніри та засмічені компенсатори також можуть спричинити це. Тріщини від усадки виникають через усадку бетону, спричинену процесом затвердіння. Зменшення об'єму внаслідок затвердіння також називають пластичною усадкою. Пластикові усадкові тріщини виникають, коли бетон ще пластичний, зазвичай коротких, неправильних форм і не простягаються на всю глибину всередину елемента. Масові бетонні тріщини виникають через теплові градієнти (відмінності між внутрішніми та зовнішніми) у масивних

ділянках одразу після монтажу та протягом певного часу після нього. Температурні, усадкові та тріщини масивного бетону зазвичай не значно впливають на міцність бетонного елемента.

У бетонних мостових плитах тріщини через температуру та усадку можуть виникати як у поперечному, так і в поздовжньому напрямках. У підпірних стінах та опорах ці тріщини зазвичай вертикальні, а в бетонних балках вони виникають вертикально або поперечно на елементі. Однак, оскільки напруження через температуру та усадку існують у всіх напрямках, тріщини можуть мати й інші орієнтації.

Зміни температури, замерзання та відтавання є поширеними причинами руйнування бетону, як і інші зовнішні природні впливи. Пористий бетон поглинає воду, і коли ця вода замерзає, виникають високі розширювальні тиски через більший об'єм, створений утворенням льоду. Вплив природних факторів призводить до збільшення тріщин утворення луцення, деламінації, відколів.

Незалежно від типу тріщини, вода проникає всередину і спричиняє корозію арматури. Кородована арматура розширюється і чинить тиск на бетон. Цей тиск може спричинити відшарування і відколювання бетону, оголення арматури.



Рисунок 4 – Оголена кородована арматура залізобетонного елемента

Під час експлуатації залізобетонні елементи мостових споруд піддаються впливу різного роду хімічних сполук включно хлоридів у вигляді протижеледних солей, кислотних дощів, а в деяких випадках відбувається порушення технологічної культури – використання забрудненої води у бетонній суміші, все це призводить до прискореної корозії арматури, що, в свою чергу, спричиняє тріщини в бетоні.

Окрім прискореної корозії арматури, використання солі або хімічних протижеледних агентів сприяє вивітрюванню через перекристалізацію. Сульфатні сполуки в ґрунті та воді також є проблемою. Сульфати натрію, магнію та кальцію реагують зі сполуками в цементновмістному шарі та викликають швидке погіршення стану бетону.

Лужно-кремнеземиста реакція між лугами в цементі з молекулами кремнезему різних заповнювачів. Під час реакції утворюється гелеподібна речовина. Після впливу вологи гель розширюється та викликає розтріскування бетону.

Також слід зазначити в бетонних елементах транспортних споруд спостерігаються прояви вторинного еtringіту, яке відбувається після затвердіння бетону. Це утворення створює дуже великі сили в затверділому бетоні і є причиною його руйнування.

Попередньонапружені залізобетонні елементи руйнуються подібно до звичайних бетонних елементів. Однак вплив на їхню роботу зазвичай є більш шкідливим. Значні дефекти включають:

- структурні тріщини;
- відкриття попередньонапруженої арматури;
- корозія арматур у зоні зв'язку;
- втрата вигину через повзучість бетону;
- втрата вигину через втрату попереднього напруження.

Структурні тріщини вказують на те, що сталося перевантаження. Ці тріщини піддають арматуру впливу навколишнього середовища, що може призвести до корозії. Відкрита сталева арматура через тріщини або

ушкодження від зіткнень кородує з прискореною швидкістю через високі розтягуючі напруження і може вийти з ладу раніше, ніж відбудеться вимірюване зменшення перерізу через викликане середовищем розтріскування.

Викликане середовищем розтріскування, в сталевих попередньо напружених стержнях, може статися коли сталеві попередньо напружені стержні піддаються високим розтягуючим напруженням у корозійному середовищі. Можуть бути присутні іржаві плями. Стержні, які зазвичай є пластичними, зазнають крихкого руйнування через поєднання корозійного середовища та розтягуючих напружень.

Існують два типи тріщин, спричинених впливом навколишнього середовища. Перший можна класифікувати як корозійне розтріскуванням під напруженням. Цей тип тріщин росте повільно і має розгалужену схему тріщин. Корозія попередньо напруженої сталі разом із розтягувальним напруженням у сталі спричиняє появу тріщин, перпендикулярних до напрямку напруження. Другий тип можна класифікувати як тріщиноутворення, викликане воднем, і виникає внаслідок дифузії водню в попередньо напружену сталь. Опинившись у сталі, утворюється газоподібний водень. Водень створює внутрішній тиск на попередньо напружену сталь. Цей внутрішній тиск у поєднанні з розтягувальним напруженням через попереднє напруження здатний створювати дуже крихкі, нерозгалужені, швидко зростаючі тріщини в попередньо напружених сталевих стержнях.

Коли погіршене покриття бетону призводить до корозії арматури у зоні зчеплення (кінцеві третини балки), відбувається втрата подовження, що зменшує попереднє напруження. Це інколи проявляється у зменшенні позитивного вигину та, зрештою, утворення тріщин в конструкції. Попереднє напруження також може зменшуватися через явище укорочення балки, яке має назву повзучості, що послаблює сталеві арматурні стержні. Втрата попереднього напруження призводить до утворення тріщин у конструкціях при звичайних навантаженнях через зменшену несучу здатність.

Рух фундаменту також може спричинити серйозні розтріскування бетонних конструкцій. Різне осідання створює напруження в опорній надбудові та може призвести до руйнування бетону.

Аналізуючи наведені дефекти можна виділити дві групи чинників, які утворюють умови реалізації дефектів і мінімізація цих факторів дозволить запобігти передчасному руйнуванню залізобетонних елементів.

Конструктивно-технологічні чинники обумовлені порушенням технологій виробництва, помилками при проектуванні:

- недостатнє покриття бетону над арматурними стержнями може призвести до передчасної корозії сталеві арматури;

- неправильне тверднення, є основна причина погіршення якості бетону (втрати міцності);

- передчасне зняття опалубки, якщо опалубку зняти між моментом, коли бетон починає тверднути, і вказаним часом для зняття опалубки, ймовірно з'являться тріщини;

- неправильна вібрація, якщо бетон не піддавався вібрації належним чином, внутрішнє осідання бетонної суміші може викликати тріщини на поверхні над арматурними стержнями, оскільки суміш осідає навколо стержнів, надмірна вібрація може призвести до сегрегації бетонної суміші;

- домішки, включення часток глини або м'якого сланцю до бетонної суміш призведе до появи маленьких отворів на поверхні бетону, оскільки ці частки розчиняються;

- внутрішні порожнечі, якщо арматурні стержні розташовані надто близько, під арматурною сіткою можуть утворюватися порожнечі, які накопичують воду, якщо суміш не вібрувалася належним чином;

- м'які ділянки в підґрунті під'їзної плити викликають осідання плити та тріщини.

Проектно-експлуатаційні чинники, тобто умови які утворюються як наслідки не належної експлуатації транспортних споруд або не коректного проектування:

– водовідвідні отвори та жолоби, неправильне розташування або недостатній розмір яких та порушення щодо обслуговування водовідвідних систем може призвести до накопичення води та її шкідливих наслідків.

- протікання деформаційних швів;
- перевищення вантажоспроможності транспортної споруди;
- не улаштування необхідних дорожніх, навігаційних знаків;
- несвоєчасні снігоприбиральні та протиожеледні заходи.

ЛІТЕРАТУРА

1. Каськів В. І., Панібратець Л. Г., Степанов С. М., Грінів В. С., Чайковська Л. І. Стан мостового господарства України на дорогах загального користування державного значення на підконтрольних територіях за 2023 рік. Дороги і мости. 2024. Вип. 29. С. 280-292. DOI: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2024.29.280>
2. ДСТУ 9123:2021 Настанова з обстеження та випробування мостів і труб.
3. ДСТУ 9181:2022 Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів.
4. ДСТУ 8908:2019. Автодорожні мости. Класифікація дефектів.
5. Raymond A. Hartle, P.E., Thomas W. Ryan, P.E., J. Eric Mann, P.E., 8. Performing Organization Report No. Leslie J. Danovich, William B. Sosko, Justin W. Bouscher. (2002) Bridge Inspector's Reference Manual. Federal Highway Administration, Publ. No. FHWA NHI 03-001 October, 2002

ОГЛЯД КОНСТРУКЦІЙ ШЛЯХОПРОВІДІВ ЧЕРЕЗ ЗАЛІЗНИЧНІ КОЛІЇ

*Куренков К.А., ДМ-46-22, Томілін Є.Л., ДМ-51-25
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Волох В.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Більшість автомобільних шляхопроводів було зведено у минулому столітті, і нині вони мають строк експлуатації понад 50 років [1]. Найпростіші міські рамні споруди зазвичай виконувалися за однопрогоноювою схемою: у деяких випадках рама мала бічні консолі (рис. 1, а), а в інших — формувалася у вигляді порталу (рис. 1, б) [2].

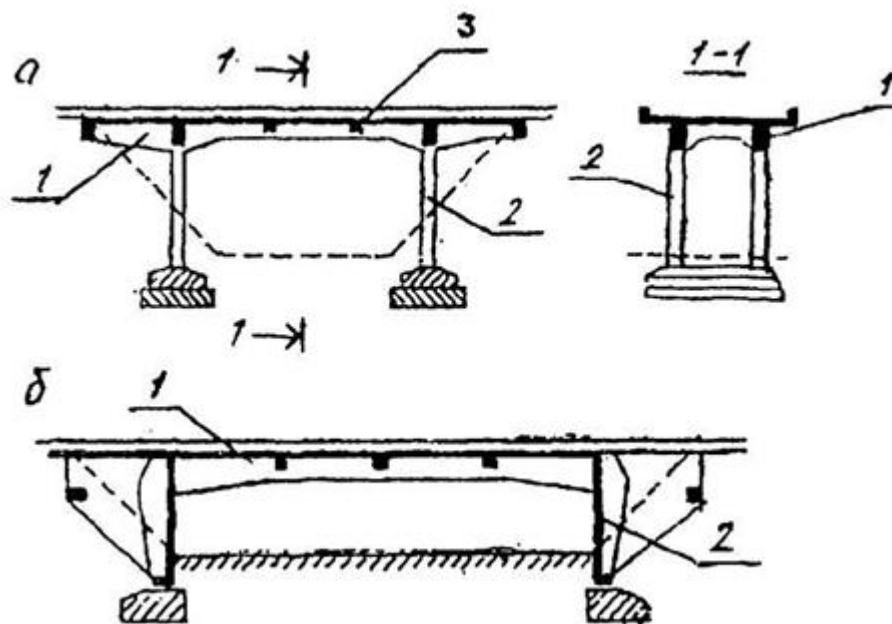


Рисунок 1 – Схеми однопрогонових рамних шляхопроводів: а - з бічними консолями; б - як порталної рами; 1 - поздовжня (головна) балка; 2 - стійка (опора); 3 - поперечна балка

Особливістю шляхопроводів, що перетинають залізничні колії, є необхідність улаштування габаритного отвору, розміри якого залежать від кількості колій. При цьому слід враховувати габарит наближення споруд від рівня головки рейки [3, 4].

У більшості випадків шляхопроводи споруджуються за балковою або рамною системою. Рідше застосовують вантові конструкції, а аркові — лише у виняткових випадках. Естакади, поєднані зі шляхопроводами балочно-розрізної системи, часто виконують як температурно-нерозрізні. Такі естакади та шляхопроводи є найбільш зручними в експлуатації та економними щодо витрат матеріалів.

При значній загальній довжині естакад прогонові будови розділяють деформаційними швами над проміжними опорами, утворюючи окремі багатопрогонові секції довжиною 60–80 м і більше.

У шляхопроводах часто застосовують однопрогонові рамні системи зі стійками — вертикальними або похилими, які можуть мати шарнірне чи жорстке з'єднання з фундаментами.

У певних випадках доцільним є використання аркових шляхопроводів, а також склепінчастих конструкцій під ґрунтовим засипанням.

Підвалини естакад і шляхопроводів зазвичай виконують у вигляді залізобетонних підпірних стін, і мають подібну конструкцію до кінцевих опор мостів. Важливим чинником при виборі конструкції естакади чи шляхопроводу є прийнятий спосіб їхнього будівництва. Часто саме добре відпрацьована технологія та комплексне устаткування визначають економічну доцільність застосування певного типу споруди, навіть якщо він є більш матеріалоємним, але менш трудомістким у виготовленні.

За способом виготовлення залізобетонні естакади та шляхопроводи поділяють на монолітні, збірні та збірно-монолітні. Металеві конструкції монтують із заводських елементів, використовуючи зварні або болтові з'єднання.

Вибір технології будівництва залежить від місцевих умов планування, наявності будівельної техніки, кліматичних особливостей та інших факторів.

Опори металевих естакад і шляхопроводів можуть виконуватися як із металу, так і з залізобетону. За конструктивним рішенням вони бувають у

вигляді стовпів, заглиблених у фундамент, гойдаючих стійок або рамних систем.

Найбільш поширеними є стовпчасті опори з круглим, квадратним чи прямокутним поперечним перерізом. Для забезпечення стійкості металевих стовпів, що працюють на стиск, передбачають вертикальні ребра жорсткості та суцільні поперечні діафрагми. З архітектурних міркувань ребра зазвичай розташовують з внутрішнього боку стінок стовпів. Кількість стовпів у поперечному перерізі, як правило, відповідає числу головних балок прогонової будови. Навіть при значній відстані між балками (до 25 м) у поперечному напрямку часто достатньо встановити лише два окремі стовпи (рис. 2, а) [2].

У сформованих умовах транспортної мережі не завжди є можливість розташувати стовпи безпосередньо під головними балками. У таких випадках застосовують двостовпчасті опори з ригелем. В межах однієї естакади відстань між стовпами різних опор може змінюватися. При прогонах ригеля 15–20 м його зазвичай виконують металевим із шарнірним спиранням на стовпи (рис. 2, б) [2].

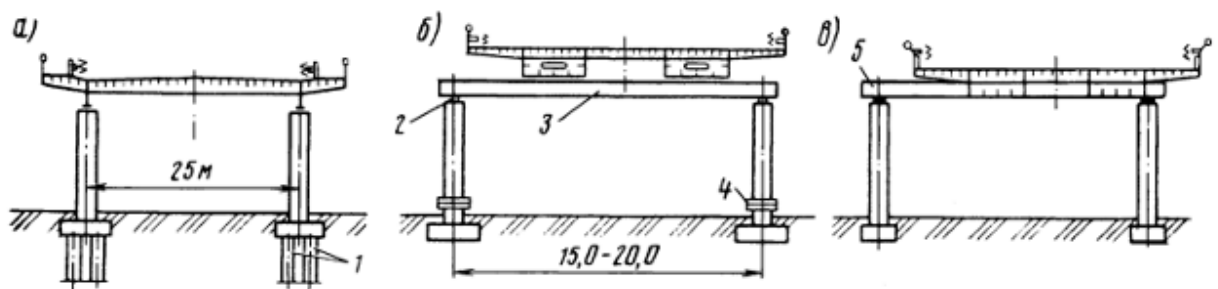


Рисунок 2 – Схеми двостовпчастих опор металевих естакад і шляхопроводів:

- 1 – палі-оболонки; 2 – шарнір; 3 – ригель опори; 4 – фланцеве з'єднання стовпа опори; 5 – діафрагма-ригель

Прогонова будова може спиратися на ригель опори в будь-якій точці. Якщо шляхопровід поєднується з криволінійною естакадою, іноді застосовують обпирання прогонових конструкцій на стовпи за допомогою

розширених у боки опорних діафрагм (рис. 2, в) [2]. У такому випадку діафрагма виконує функцію ригеля опори та може мати коробчастий поперечний переріз.

Рамні опори металевих естакад і шляхопроводів можуть мати замкнену або відкриту форму. Прогонові конструкції спираються на ригель опори (рис. 3) або утворюють із ним єдину систему. Площина рамної опори може бути розташована як поперек споруди, так і вздовж її поздовжньої осі. Зазвичай металеві рамні опори виготовляють зі зварних елементів двотаврового чи коробчастого перерізу, використовуючи зварні з'єднання та високоміцні болти.

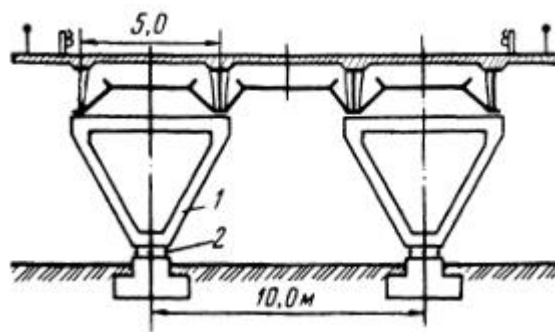


Рисунок 3 – Металева рамна опора: 1 – рама; 2 – шарнірно-нерухома опорна частина

Відповідно до вимог [5], в Європейському союзі, при проектуванні і будівництві піднятих транспортних споруд, які пов'язані з рухом залізничного транспорту а саме автомобільних, через залізницю, або залізничних шляхопроводів слід надавати перевагу інтегральним спорудам. Це пов'язано зі значною кількістю споруд вздовж лінії. Крім того бажаний кут переїзду та конструкції шляхопроводу відносно центральної лінії колії повинен становити 90 градусів. У випадках, коли переїзд під кутом 90 градусів неможливо побудувати, рекомендований граничний перекис становить 65 градусів.

Загалом, інтегральні мости, шляхопроводи, поміжних і композитні споруди, визначаються як (рис. 4) [6]

- однопрольотні або суцільні багатопрольотні мости
- побудовані без рухомих поперечних стиків дорожнього полотна на проміжних і крайніх опорах.

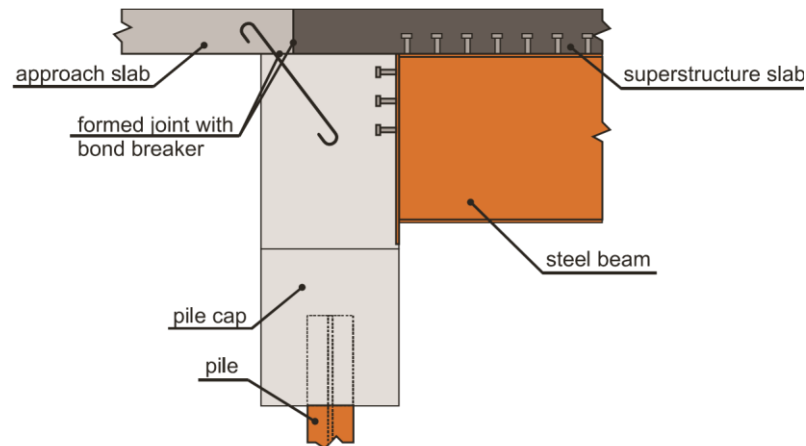


Рисунок 4 – Інтегральний опорний концепт

В інтегральних мостах немає швів над проміжними опорами, бетонна плита, по якій їдуть авто чи поїзди, залита суцільно. Немає швів на в'їздах. Замість швів температурне розширення компенсується за рахунок того, що опори трохи згинаються разом із мостом, або за рахунок деформації ґрунту за опорами. Тобто інтегральна мостова споруда в конструкція в якій прогонова будова (балки та плита) і опори працюють як єдина монолітна система.

Напівінтегральні мостові споруди (рис. 5) [6] визначаються як

- однопрольотні або суцільні багатопрольотні мости
- з опорами, що спираються на жорсткі фундаменти
- з прогоною будовою, що рухається поздовжньо незалежно від опорних елементів.

Напів-інтегральні мостові споруди поєднують переваги монолітної проїзної частини (як в інтегральних мостах) із традиційними опорними вузлами та еластомірними підшипниками.

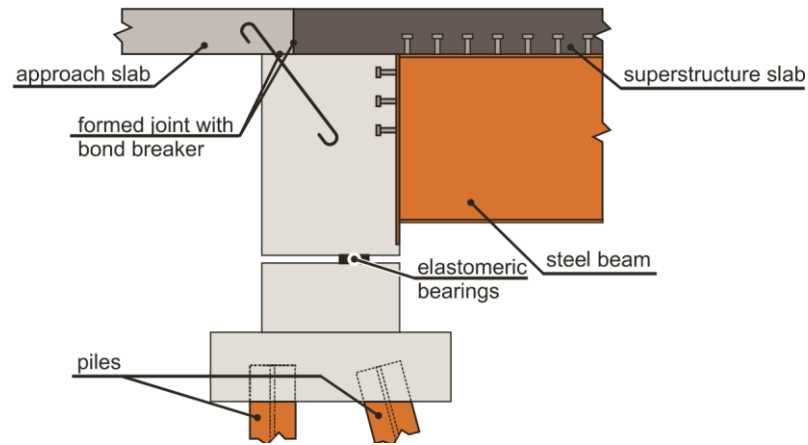


Рисунок 5 – Напів-інтегральний опорний концепт.

Типова рамна конструкція спирається на фундаменти (рис. 6) [6]. Для великих прольотів перевага надається фундаментам із гнучким горизонтальним підкладенням, оскільки така система краще компенсує вплив температурних деформацій та осідання опор. Податлива конструкція здатна ефективніше поглинати ці обмеження, забезпечуючи надійність і довговічність споруди.

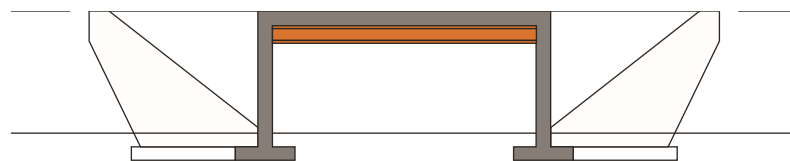


Рисунок 6 – Напів-інтегральний опорний міст.

З естетичних міркувань, а також для покращення видимості транспортних засобів, у конструкції опор іноді застосовують похилі бокові поверхні (рис. 7) [6]. Нахил опор назад зменшує фактичний момент у середині прольоту, оскільки висота надбудови визначається довжиною прольоту. Це створює візуально більш стрункі та легкі конструкції.



Рисунок 7 – Інтегральний опорний міст з похилими опорами

У багатопрогнових конструкціях доцільно встановлювати колони та опори на фундаментах незалежно від умов. Як альтернативне рішення, опори можуть бути відокремлені від прольотної будови за допомогою підшипників, утворюючи напівінтегральну систему (рис. 8) [6]. Така конструкція є міцною, проте має певні обмеження. Зокрема, значні руйнівні зусилля від залізничного руху можуть ефективно поглинатися лише блоками колон під опорами з допустимими деформаціями. У випадку інтегрованих опор ці навантаження передаються безпосередньо через блок колони в засипку.



Рисунок 8 – Напів-інтегральний опорний міст

В результаті проведеного аналізу можна зробити наступні висновки, що більша частина шляхопроводів, зокрема і через залізничні колії, мають конструкції балкових і рамних систем з терміном експлуатації понад 60 років, що в свою чергу потребує своєчасного обстеження та прийняття рішень щодо характеру ремонтних робіт.

Закордонний досвід вказує, що використання інтегральних конструкцій дозволяє мінімізувати витрати на технічне обслуговування та покращити якісні показники споруди, а саме: відсутність деформаційних швів дозволяє виключити проблему їх протікання і мінімізувати корозію елементів споруди, скоротити витрати на технічне обслуговування, покращити плавність ходу автотранспорту і зменшити рівень шуму під час руху мостовою спорудою.

Доцільно під час розробки проєкту ремонтних будівельних робіт розглядати можливість застосування напів-інтегральних систем.

ЛІТЕРАТУРА

6. Аналітичний звіт «Мости в Україні: криза, проблеми, рішення» (Policy Paper) – Віктор Загреба, 2025 рік. С. 59.
7. Бугаєвський С.О. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування позакласних та міських мостів» для підготовки здобувачів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітня програма «Мости і транспортні тунелі» / С.О. Бугаєвський, С.М. Краснов, В.О. Бугаєвський. Харків : ХНАДУ, 2024.
8. ДБН В.2.3-19:2025 ЗАЛІЗНИЦІ КОЛІЇ 1520 мм Норми проектування
9. ДБН В.2.3-22:2025 МОСТИ І ТРУБИ Основні вимоги проектування.
10. Design guidelines. Railway substructure, Part 3 bridges, overpasses, tunnels and similar structures. RBDG-MAN-017-0113, 06-05-2025.
11. Design Guide. Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments. RWTH Aachen University. RFCS RFS-P2-08065 INTAB. 03.05.2010

БУДІВНИЦТВО ШЛЯХОПРОВОДУ ЧЕРЕЗ ЗАЛІЗНИЧНУ КОЛІЮ. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНІ АСПЕКТИ

*Лисенко В.О. ДМ-46-22, Чаус О.Ю. ДМ-51-25
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Волох В.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Функціонування економіки України багато в чому залежить від логістичних зв'язків між суб'єктами діяльності, що обумовлюється якістю транспортної інфраструктури до якої входять мости і шляхопроводи.

«За даними ДП “Національний інститут розвитку інфраструктури” (НІРІ), в Україні налічується близько 28 тисяч 500 мостів» [1]. В свою чергу балансоутримувачами штучних транспортних споруд є територіальні громади, ОДА, Укрзалізниця, Держвідновлення. На балансі АТ “Укрзалізниця” налічується 6186 мостів і шляхопроводів, що складає 24% від загальної кількості облікованих мостових споруд [1].

Більшість мостів в Україні перебувають у стані значного зношування. Технічний знос споруди означає поступову деградацію її конструктивних елементів у процесі експлуатації. Це проявляється у втраті первинних проєктних характеристик - зниженні несучої здатності та вантажопідйомності. Рівень зношування безпосередньо залежить від умов експлуатації та тривалості використання мостової споруди.

Кількість мостових споруд Укрзалізниці, побудованих і реконструйованих з 1991 року складає 1036, що становить 17% від облікованих мостових споруд. Також слід зазначити, що 83 % мостів мають строк експлуатації понад 60 років. Кількість мостових споруд, які належать до структури Укрзалізниці і мають 4 - обмежено працездатний стан, 5- непрацездатний стан складає 1704 об'єкта, тобто потребують капітального або поточного середнього ремонту.

Враховуючі те, що АТ «Укрзалізниця» є стратегічним підприємством, зупинка руху поїздів викликає як економічні так і стратегічні збитки, впровадження організаційно -технологічних рішень спрямованих на зменшення впливу ремонтно-будівельних робіт шляхопроводів через залізничні колії є актуальними.

Проведення будівельних робіт шляхопроводу через залізничні колії окрім підготовки проектної документації потребує узгоджень із залізницею відповідно до Правил технічної експлуатації залізниць України [2].

Як відомо, залізничний транспорт України є специфічною галуззю економіки, від безперервного функціонування якого у великій мірі залежать значна кількість економічних показників як держави в цілому, так і окремих підприємств. Через це від утримувачів залізничних колій постійно вимагається підтримка їх у задовільному стані, що пов'язано із виконанням великого комплексу робіт з ремонтів та модернізації як самої колії, так і транспортних споруд розташованих над ними

Будівельні роботи в межах залізничної інфраструктури повинні бути організовані таким чином, щоб максимально знизити ризики раптових відмов окремих елементів колії та споруд (мости, водопропускні труби, залізничний насип, підпирні стінки, верхня будова колії, переїзди, посадкові платформи, пристрої СЦБ, системи зв'язку та електрифікації). Це дозволяє уникнути ситуацій, коли виникає потреба у терміновому та непередбаченому виконанні робіт з їх відновлення.

Для кожного виду робіт обов'язковим є розроблення та погодження повного комплексу проектно-кошторисної документації. Виконання будівельних робіт здійснюється лише після отримання відповідного дозволу, а завершений об'єкт підлягає прийняттю в експлуатацію у порядку, визначеному чинним законодавством України.

Узгодження проектної документації з боку Укрзалізниці вимагає експертизи з подальшим погодженням з відповідними службами, зокрема колійного господарства, енергопостачання, сигналізації та зв'язку. Перед початком робіт укладається договір із залізницею про технічний нагляд з боку їхніх фахівців за ходом будівництва.

Нормативним документом, положення якого регламентують порядок та правила проведення розрахунків категорії складності лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту є ДСТУ [3].

У джерелі [3] визначення класу наслідків для лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту подається як складова поняття «лінійні об'єкти будівництва інженерно-транспортної інфраструктури». Згідно з пунктами 4.13, 4.15 та довідковим Додатком А,

лінійні об'єкти залізничного транспорту загального користування разом із усіма спорудами на них (за винятком промислових залізничних колій — внутрішніх і зовнішніх під'їзних шляхів підприємств) віднесені до категорії А1 за критерієм «об'єкт транспортної мережі загальнодержавного рівня». Водночас лінійні споруди внутрішніх і зовнішніх під'їзних колій промислових підприємств, включно з усіма допоміжними спорудами, класифікуються як категорія А2 відповідно до критерію «об'єкти транспортної мережі регіонального та місцевого рівнів».

У [3] визначення класу наслідків лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту регламентується у якості складової частини поняття «лінійних об'єктів будівництва інженерно-транспортної інфраструктури». Відповідно до п. 4.13, 4.15 та довідкового Додатку А, лінійні об'єкти інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту загального користування, включаючи усі споруди на них, за винятком лінійних споруд промислового залізничного транспорту (зовнішніх та внутрішніх під'їзних залізничних колій промислових підприємств) віднесені до категорії А1 за критерієм «об'єкт транспортної мережі загальнодержавного рівня». Що стосується лінійних споруд внутрішніх та зовнішніх під'їзних залізничних колій промислових підприємств, включаючи всі допоміжні споруди на них, то вони віднесені до категорії А2 за критерієм «об'єкти (споруди) транспортної мережі регіонального та місцевого рівнів».

Згідно з чинними нормативними документами України, перед початком проектування необхідно визначити клас наслідків об'єкта будівництва. Для цього враховуються такі характеристики можливих наслідків у разі відмови лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури:

- потенційна загроза життю та здоров'ю людей, які постійно перебувають на об'єкті – кількість осіб відповідає класу наслідків СС1;
- ризик для людей, що перебувають на об'єкті періодично – кількість також відповідає класу СС1;
- небезпека для осіб, які знаходяться поза межами об'єкта (наприклад, у промисловій зоні чи населеному пункті) — кількість людей визначає належність до класів СС1, СС2 або СС3;

- оцінюється можливий економічний збиток, що співвідноситься з класами СС1, СС2 або СС3;
- втрата об'єкта культурної спадщини не враховується, оскільки шляхопровід зазвичай не належить до таких об'єктів;
- для визначення наслідків припинення функціонування інженерно-транспортних споруд застосовується методика відповідно до вимог ДСТУ та ДБН [3], [4].

Відповідно до вимог ДБН [5], технічний керівник проекту визначає обсяг проектно-вишукувальних робіт, необхідних для розробки робочого проекту капітального чи поточного ремонту шляхопроводу. Орієнтовний перелік включає:

- проведення інженерно-геодезичних вишукувань у межах, потрібних для прийняття проектних рішень та складання плану будівельного майданчика;
- виконання інженерно-геологічних досліджень для розрахунку несучої здатності фундаментів;
- здійснення планової та висотної прив'язки конструкцій шляхопроводу для розробки рішень щодо його ремонту;
- обстеження споруди з підготовкою науково-технічного висновку про стан конструкцій та рекомендацій щодо усунення дефектів;
- розробку проектних рішень капітального ремонту відповідно до завдання на проектування;
- підготовку проекту організації будівництва та кошторисної документації.

Особливістю узгодження дозволів полягає в тому, що балансоутримувачем шляхопроводу через залізницю може бути АТ «Укрзалізниця», Державне агентство відновлення та розвитку інфраструктури України, місцева громада, тому потрібно узгодження між «Укрзалізниця» і Державне агентство відновлення та розвитку інфраструктури України.

Відповідно до чинних нормативних документів, для реалізації будівництва шляхопроводу необхідно пройти процедуру узгодження та отримати дозвільні документи, що включають:

- отримання технічних умов від обласних чи міських управлінь патрульної поліції для погодження схем тимчасових об'їздів, встановлення

дорожніх знаків та організації безпеки руху під час виконання робіт; у випадку робіт, що стосуються габаритно-вагового контролю, погодження здійснюється з «Укртрансбезпекою»;

- подання декларації на виконання будівельних робіт до місцевих органів Державної інспекції архітектури та містобудування України через Єдину державну електронну систему у сфері будівництва (ЄДЕССБ), з терміном розгляду до 10 робочих днів;

- розробку та узгодження з органами місцевого самоврядування «заяви про наміри» відповідно до вимог [6];

- підготовку розділу «Оцінка впливу на навколишнє середовище (ОВНС)» у повному обсязі згідно з положеннями [6].

Оскільки шляхопроводи через залізницю здебільшого належать до об'єктів класу наслідків ССЗ, відповідно передбачено:

- проведення комплексної експертизи проектної документації в акредитованих експертних організаціях, що мають відповідні дозволи; згідно з [7], експертиза триває до 90 календарних днів з моменту подання повного пакета документів;

- отримання дозволу на виконання будівельних робіт у центральному органі Державної інспекції архітектури та містобудування України (м. Київ) протягом 10 робочих днів після подання документів; при цьому можливі додаткові труднощі для замовників з інших регіонів у разі необхідності виправлення недоліків у документації;

- наявність у генерального підрядника ліцензії на виконання робіт класу ССЗ; технічний нагляд має здійснюватися сертифікованими інженерами технагляду та проектувальниками.

Для проведення будівельних робіт по реконструкції дефектного шляхопроводу через залізничні колії можна виділити ряд загальних заходів і вимог.

- Роботи слід проводити з обов'язковим забезпеченням безперервного руху поїздів. У разі технологічної потреби допускаються короткочасні обмеження, погоджені з керуючою компанією залізниці. Роботи в межах залізничного полотна проводити відповідно інструкції [8] в режимі «Вікон».

– Підмостовий габарит над залізничними коліями та автомобільними проїздами необхідно визначати відповідно до технічних вимог балансоутримувача залізниці та чинних норм проектування.

– На період виконання демонтажних і будівельних робіт слід організувати тимчасовий об'їзд для автотранспорту та забезпечити нормативний рівень безпеки руху як під час реконструкції, так і після введення споруди в експлуатацію.

– Поперечний переріз шляхопроводу при облаштуванні мостового полотна приймається за погодженням із Замовником, та повинен узгоджуватись із проектними рішеннями ділянок дороги на підходах, що підлягають перебудові.

– Всі відкриті поверхні несучих та огорожувальних конструкцій нової споруди мають бути захищені антикорозійним покриттям.

– Збірно-розбірні риштування консольно-підвісного та стійкового типу слід обладнати захисними елементами, що мінімізують потрапляння шкідливих викидів у атмосферу під час демонтажу та монтажу.

– Перенесення та перебудову мереж сигналізації, централізації й блокування (СЦБ), зв'язку, а також контактної та електричної мереж залізниці слід виконувати на основі робочої документації, необхідно передбачити монтаж захисних щитів для контактної мережі та поздовжньої лінії електропередач залізниці та чинних норм проектування [9], [10] у складі проекту.

– Усі тимчасові допоміжні споруди та пристрої, що використовуються під час виконання розбірних і будівельних робіт, мають бути повністю демонтовані після завершення робіт.

– Слід організувати систему збору зливових вод із шляхопроводу та естакад, забезпечити їх очищення від нафтопродуктів і відведення у діючі мережі зливної каналізації.

– Для проведення демонтажних і будівельних робіт необхідно застосовувати залізничні, автомобільні та гусеничні стрілові крани відповідної вантажопідйомності.

Проведений аналіз нормативних документів дозволяє сформувати алгоритм узгодження та визначитись з етапами проектування та спрогнозувати більш конкретний термін проектно-узгоджувальних заходів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Аналітичний звіт «Мости в Україні: криза, проблеми, рішення» (Policy Paper) – Віктор Загреба, 2025 рік. С. 59.
2. [2]Правила технічної експлуатації залізниць України зі змінами наказ N 962 (z1183-03) від 10.12.2003)
3. (ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності))
4. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд,
5. ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво.
6. ДБН А.2.2-1:2021 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд
7. Порядок затвердження проектів будівництва і проведення їх експертизи, затверджений постановою Кабінету міністрів України від 11 травня 2011 р. № 560. , зі змінами згідно із Постановою від 24.12.2025 № 1755.
8. Інструкція про порядок надання та використання «вікон» у графіку руху поїздів для ремонтних і будівельних робіт на залізницях України: ЦД-ЦП-ЦШ-ЦЕ-0083 [Текст]. – К.: ТОВ «Поліграфсервіс», 2011. – 95 с.
9. ДБН В.2.3-19:2025 ЗАЛІЗНИЦІ КОЛІЇ 1520 мм Норми проектування
10. ДСТУ-Н Б В.2.3-33:2016 «Настанова з влаштування мереж сигналізації, централізації, блокування та зв'язку залізниць»

РАЦІОНАЛЬНА КОНСТРУКЦІЯ ПІШОХІДНОГО МОСТУ

*Клименко Є., Зінов'єв А., Золотько О. ДМ-46-22:
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Краснов С.М.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Актуальність теми. Мостові споруди – це штучні споруди, призначені для пропуску транспорту та (або) пішоходів через природні (річки, яри, гірські ущелини) чи штучні (авто - чи залізничні траси, міські вулиці) перешкоди. Мостові споруд, які призначені для пропуску пішоходів, називають пішохідними мостами. Цей тип споруд займає особливе місце. Насамперед тому, що до них пред'являють підвищені естетичні вимоги. Крім того, інтенсивність пішохідного руху на таких мостах значно вища, ніж на інших. Важливою функцією пішохідних мостів є забезпечення безпеки руху на автомагістралях та вулицях.

Сучасні тенденції розвитку мостобудування характеризуються використанням нових високоміцних матеріалів, постійним удосконаленням конструктивних форм та методик розрахунків. При цьому слід зазначити, що сказане вище призводить до зменшення матеріаломісткості мостових конструкцій, більшої їх чутливості до динамічних впливів, викликаним полегшенням елементів мостів і зменшенням їх жорсткості.

Інтегруючи накопичені досвідчені дані, теоретичні дослідження та спостереження за роботою пішохідних мостів можна констатувати, що на проїжджій частині мостів під час руху великої кількості людей виникають коливання зі значними амплітудами, які становлять небезпеку для нормальної експлуатації прогонових будов мостів. Ця обставина фундує основу пошуку нових конструктивних рішень та методів проектування систем прогонових будов пішохідних мостів, що чинять значний опір динамічним впливам.

Метою роботи є удосконалення сталезалізобетонних систем прогонових будов пішохідних мостів нового типу, створених на основі

експлуатації та розвитку методів раціоналізації та керування їх параметрами, в умовах динамічного впливу.

Об'єкт дослідження. Системи прогонових будов пішохідних мостів нового типу з ефективною полегшеною залізобетонною плитою, в середині якої розташовані вкладиші-пустототворювачі з легкого матеріалу для забезпечення опору динамічним коливанням системи.

Особливості конструктивних рішень прогонових будов

Основні елементи мосту – опори та прогонові будови. У свою чергу, в прогонових будівлях виділяють такі складові: пішохідну частину, основну несучу конструкцію, систему зв'язків і опорні частини.

Основними несними конструкціями прогонових будов, є балки, ферми, арки, а також висячі, вантові і комбіновані системи, що перекривають прольоти між опорами і підтримують всі основні елементи. Сучасні металеві мости проектують в основному із залізобетонною або сталевую ортотропною (суцільнометалевою) плитою пішохідної частини. Залізобетонну та ортотропну плити практично завжди спирають на головні балки без улаштування додаткової балкової сітки, характерної для автодорожніх мостів. При цьому залізобетонну плиту в сучасних мостах зазвичай включають у спільну роботу з головними балками, використовуючи так звану сталезалізобетонну (об'єднану) конструкцію прогонової будови.

Вимоги до пішохідних мостів. Ширину пішохідних мостів слід приймати залежно від розрахункової інтенсивності руху пішоходів за годину «пік». Мінімальна ширина проходу пішохідних мостів у світлі становить 2,0 м-коду. Висота закритих переходів не менше 2,5 м-коду. Динамічні коефіцієнти для всіх елементів пішохідних мостів $(1 + \mu) = 1,00$. Періоди власних коливань пішохідних мостів, в ненавантаженому стані і з урахуванням завантаження натовпом інтенсивністю 0,49 кПа за двома нижніми формами (у балкових розрізних системах за однією нижньою формою) не повинні бути в межах від 0,45 до 0,60 с - у вертикальній площині, і від 0,9 до 1,2 с - в горизонтальній площині.

Характеристичне (нормативне) тимчасове навантаження на пішохідні мости приймається:

1) як вертикальне рівномірно розподілене навантаження: на пішохідні мости – 3,92 кПа (400 кгс/м²);

2) як зосереджений тиск, що враховується у разі відсутності інших навантажень:

а) вертикальне – при розрахунку пішохідних мостів із ділянкою розподілу від колеса автомобіля 0,015 м² (0,15 м × 0,10 м), – 3,4 кН (350 кгс);

б) вертикальне та горизонтальне – у розрахунках поручнів мостів – 1,27 кН (130 кгс).

Коефіцієнт надійності γ_f приймається для:

а) вертикальних навантажень пішохідних мостів та перил – 1,4;

б) горизонтальних навантажень які діють на елементи поручнів – 1,0.

Вертикальні прогини балочних прогонових будов пішохідних мостів від дії рухомого вертикального характеристичного (нормативного) навантаження, визначені у припущенні пружної роботи конструкції, не повинні перевищувати

$$\frac{1}{400}L$$

де L – розрахунковий проліт.

Аналізуючи існуючі типові проекти пішохідних мостів через залізницю можна зробити висновок, що найбільш розповсюдженими довжинами таких мостів є прогони довжиною 24 м з габаритом 3 м.

В свою чергу, запропонована конструкція балкової прогонової будови з прокатного сталевого профілю є фермами, виконаними з плоских елементів розміром «на проліт», що суттєво спрощує конструкцію вузла та укрупнювальне складання, мінімізуючи, при цьому, швидкість і трудомісткість монтажу.

Кожен модульний елемент є фермою з паралельними поясами. Пояси ферми виконують із одиночних кутиків, повернутих під кутом 45° до вертикальної осі (рис.1, 2).

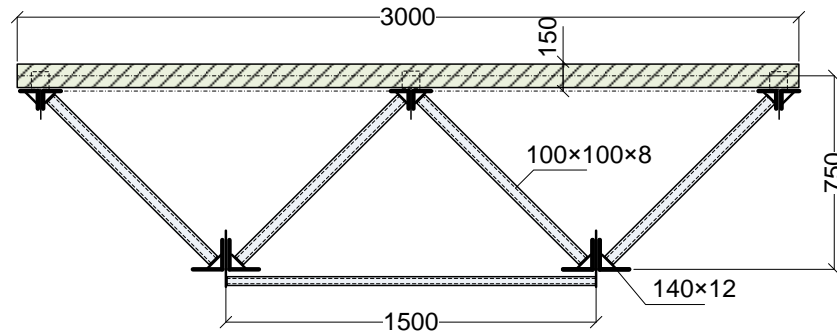


Рисунок 1 – Поперечний переріз прогонової будови пішохідного моста

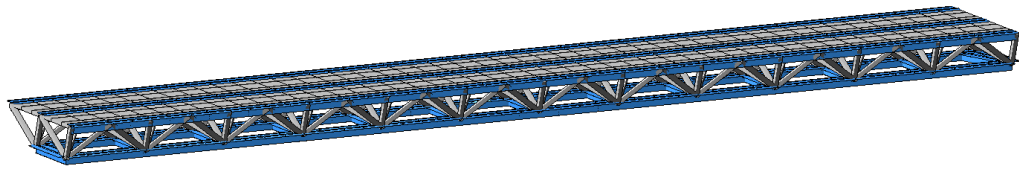


Рисунок 2 – Просторова схема прогонової будови пішохідного моста

З урахуванням вимог власних коливань пішохідних мостів встає питання регулювання частот і періодів коливань за рахунок зміни висоти конструкції та складу плити настилу.

Аналіз впливу основних параметрів конструкції на статичні та динамічні показники виконано за допомогою програмного комплексу «ЛІРА-САПР».

Мета дослідження полягає в побудові енергетично рівномірної системи з сталістю щільності енергії деформацій у межах кожного елемента та системи в цілому (тобто структура і всі стрижні повинні відчувати однорідний напружений стан) [1].

При цьому потенційна енергія деформації визначається за формулою [2]:

$$U = \sum_{i=1}^k \frac{N_i^2 L_i}{2E_i A_i}, \quad (1)$$

де N_i - зусилля в i -тому стрижні;

L_i - Довжина стрижня;

E_i - модуль деформації першого роду матеріалу стрижня;

A_i – площа перерізу стрижня;

k – кількість стрижнів у системі.

Площа перерізів стрижнів визначається за такою формулою:

$$A_{mpi} = \frac{N_i}{\varphi \cdot R_y}, \quad (2)$$

де A_{mpi} - необхідна площа перерізу,

R_y - межа міцності матеріалу на розтяг або стиснення,

φ - коефіцієнт поздовжнього вигину.

Для визначення найбільш раціональною, за критерієм мінімуму потенційної енергії деформації, змінювалась висота прогонової будови і, як результат, кут нахилу розкосів. За результатами розрахунків зміни висоти конструкції прогонової будов визначено потенціальну енергію деформації, яка наведено на рис. 3.

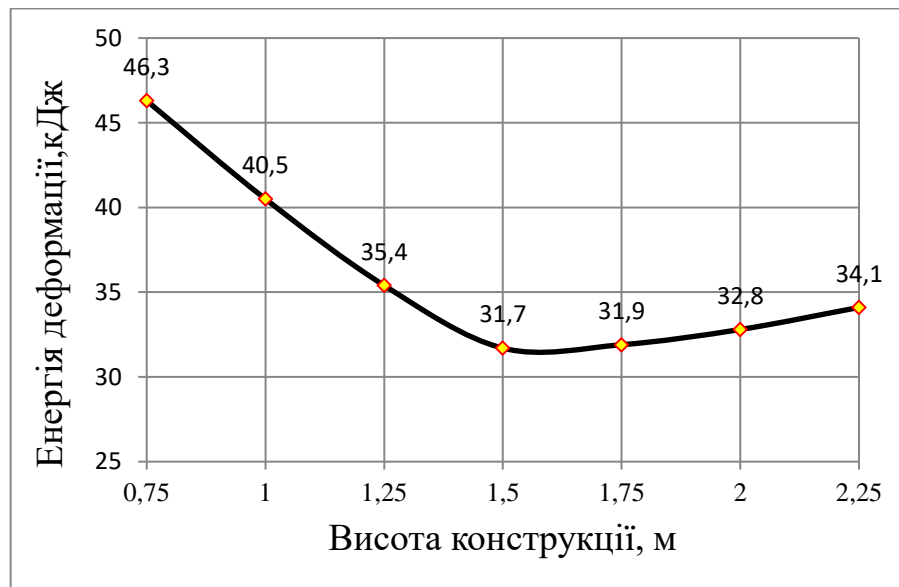


Рисунок 3 – Залежність потенційної енергії деформації від висоти конструкції

Аналіз графіка залежності потенційної енергії деформації від висоти прогонової будови свідчить про те, що найбільш раціональною є висота конструкції $H=1,5$ м.

З урахуванням обмеження деформації конструкції проаналізовано залежність вертикального переміщення від висоти прогонової будови при дії характеристичного тимчасового навантаження від пішоходів ($q=400\text{кг/м}^2$) та власної ваги конструкції (рис. 4).

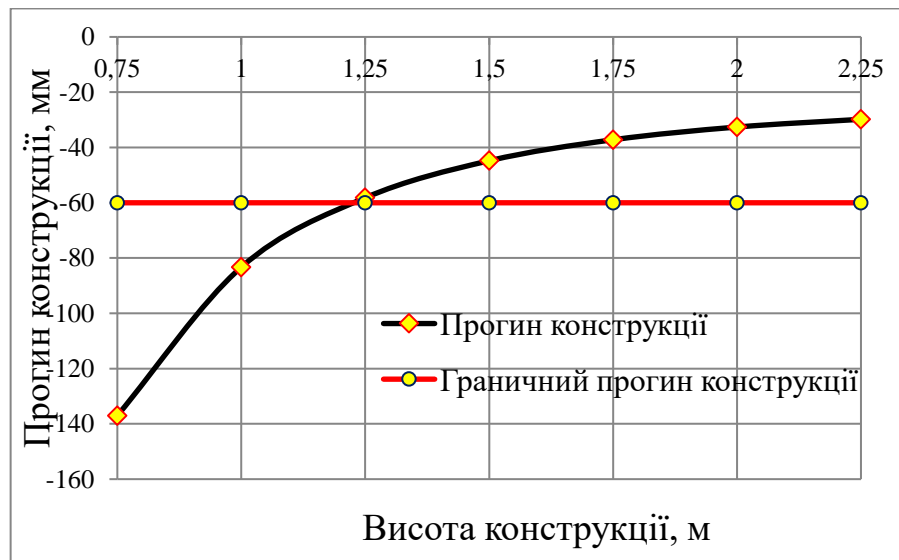


Рисунок 4 – Залежність прогину прогонової будови від висоти конструкції

В свою чергу, паралельно розрахункам міцності конструкції, було виконано визначення власних коливань конструкції при зміні її висоти [3] (рис. 5).

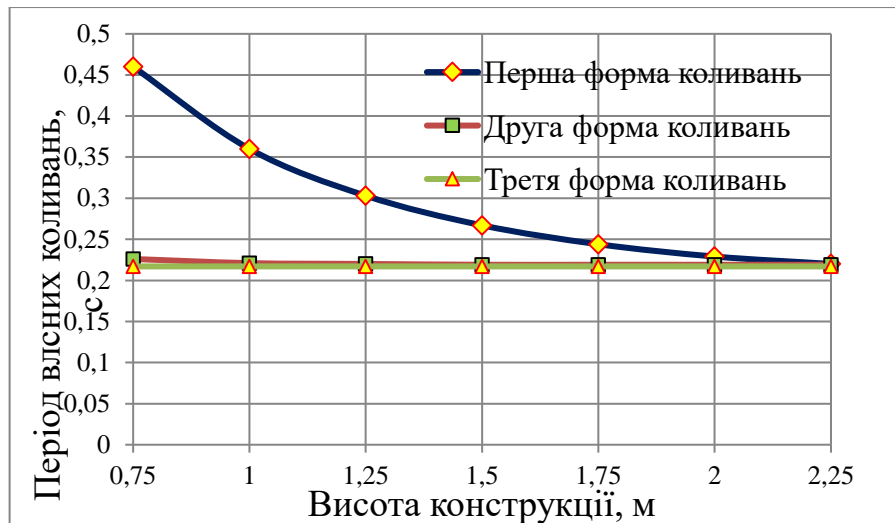


Рисунок 5 - Залежність власних коливань від висоти конструкції

Висновки: Раціональна висота конструкції прогонової будови пішохідного моста довжиною 24,0 м і шириною 3,0 м складає $H=1,5$ м. Мінімальна висота конструкції, за прогином, складає $H \geq 1,25$ м. Період власних коливань конструкції не знаходиться в заборонених межах.

ЛІТЕРАТУРА

1. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні структурні конструкції: Монографія / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 146 с.
2. Шмуклер В.С. Об одному підході формування прогонової будови пішохідного мосту / В.С. Шмуклер, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Зб. наук. праць «Будівельні конструкції». - Київ, 2012. - Вип. 76. - С. 580-588.
3. Ватуля, Г. Л. Визначення частот і форм вільних коливань пішохідного мосту / Г. Л. Ватуля // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. - Д., 2010. - Вип. 33. - С. 60-63

ВИКОРИСТАННЯ ПК «ЛІРА-САПР» ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНІЙ МОСТІВ

*Ободовський І., Пуголовок М., ДМ-41-22
Науковий керівник к.т.н., доц. каф. МКБМ. Краснов Сергій
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Актуальність теми. На шляхах сполучення України експлуатуються понад двадцять вісім з половиною тисяч мостів та шляхопроводів. Значна кількість мостів – це залізобетонні мости. Їх протяжність складає близько 91,5%. Значна частина залізобетонних мостів побудована зі збірних ребристих прогонових будов. Майже 40% збірних прогонових будов виконані з застосуванням попередньо напружених ребристих балок (блоків), які об'єднані в сумісну просторову роботу за допомогою поперечних балок – діафрагм або плити проїзної частини [1, 2].

Сучасні програмні комплекси дозволяють розраховувати дуже складні будівельні конструкції, в тому числі і мостові, з урахуванням їх фактичного стану. Але, в кожному конкретному випадку, основною задачею при використанні програмних комплексів є адекватність застосованої просторової моделі.

Основним критерієм адекватності теоретичного розрахунку є його підтвердження експериментальними дослідженнями.

Мета дослідження – визначення можливості використання програмного комплексу ПК «ЛІРА-САПР» для розрахунку ребристих прогонових будов з'єднаних, як по діафрагмах, так і по плиті проїзної частини.

Об'єкт дослідження – збірні попередньо напружені прогонові будови мостів.

Метод дослідження – теоретичний метод механіки деформованого твердого тіла і, в першу чергу, метод скінченних елементів (МСЕ).

Для розрахунку елементів прогонових будов на дію рухомих навантажень, які можуть займати на автодорожньому мості будь-яке положення, існує досить велика кількість методів просторового розрахунку, розроблених вітчизняними й закордонними вченими.

Сучасний стан теорії розрахунку мостів дозволяє розраховувати прогонової будови з повним урахуванням роботи їх як просторових конструкцій, при одночасному урахуванні всіх конструктивних особливостей і взаємозв'язку елементів. Переважна більшість існуючих способів просторового розрахунку прогонових будов заснована на теорії будівельної механіки й дає достатню точність.

Теоретичною основою ПК «ЛІРА-САПР» є метод скінченних елементів (МСЕ), реалізований у формі переміщень.

Метод скінченних елементів не вимагає від фахівця визначення відносної поперечної жорсткості прогонової будови. Всі його розрахункові формули зручні для практичного застосування, відрізняються порівняною простотою, ясністю фізичного змісту величин, що в них входять, наочністю й доступністю для розуміння. Тому для подальших розрахунків обрано спосіб заснований на методі скінченних елементів з використанням програмного забезпечення ПК «ЛІРА-САПР». Вибір моделі для розрахунку прогонової будови визначається декількома факторами, серед яких – якомога більш точний збіг теоретичних результатів розрахунку з даними випробування мостів і мінімізація витрат часу на проектування. Проаналізувавши тенденції й методи розрахунку, що мають місце при моделюванні напружено-деформованого стану прогонових будов, необхідно обрати адекватну розрахункову модель прогонової будови з урахуванням її просторової роботи. Розрахунок просторових систем вручну є досить трудомістким і вимагає більших витрат часу, тому раціональним буде використання в розрахунку комп'ютерно-обчислювальної техніки.

1 Обґрунтування можливості використання програмного комплексу ПК «ЛІРА-САПР» для розрахунку ребристих прогонових будов об'єднаних за допомогою зварних металевих закладних деталей діафрагм.

Для того, щоб зробити висновок про можливість впровадження моделі, що пропонується для розрахунку реальних прогонових будов з діафрагмами, необхідне підтвердження його здатності отримувати результати розрахунків з відхиленням від реальних в допустимих межах.

З метою тестування методу виконувалось порівняння результатів розрахунків прогонової будови шляхопроводу у м. Суми, отриманих з застосуванням ПК «Ліра-Сапр», та результатів випробування, яке було виконано кафедрою мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського ХНАДУ [3-5].

Прогонові будівлі виконані за схемою $14,06 + 2 \times 22,16$ м. Тип конструкції шляхопроводу – трьохпрогоновий, збірний, залізобетонний, розрізний. В поперечному перерізі прогонів встановлено по дев'ять балок довжиною 14,06м в прогоні 1-2; та 22,16 м прогонах 2-3; 3-4. Балки виготовлені на Київському заводі мостових залізобетонних конструкцій в 1968р. – маркірування балок $\ell=22,16$ м та в 1969р. – маркірування балок довжиною $\ell= 14,06$ м. Балки виконані з попередньо-напруженого залізобетону, відповідно до типового проекту Випуск 122-63.

В якості випробувального навантаження використовувались чотири автомобілі КраЗ та два автомобілі КАМАЗ. При випробуванні прогонової будівлі, використані три схеми завантаження: схема №1 – установка двох автомобілів біля бортової огорожі; схема №2 – установка додатково двох автомобілів приблизно по осі мосту; схема №3 – установка додатково ще двох автомобілів біля іншого огородження проїзної частини. Масу автомобілів було визначено шляхом їх зважування. Вертикальні переміщення (прогини) головних балок в середині прольоту №2 замірялись прогиномірами Максимова марки ПМ. Результати випробування прогонової будівлі шляхопроводу №2 в середині прогону №2 наведено на рис. 1.

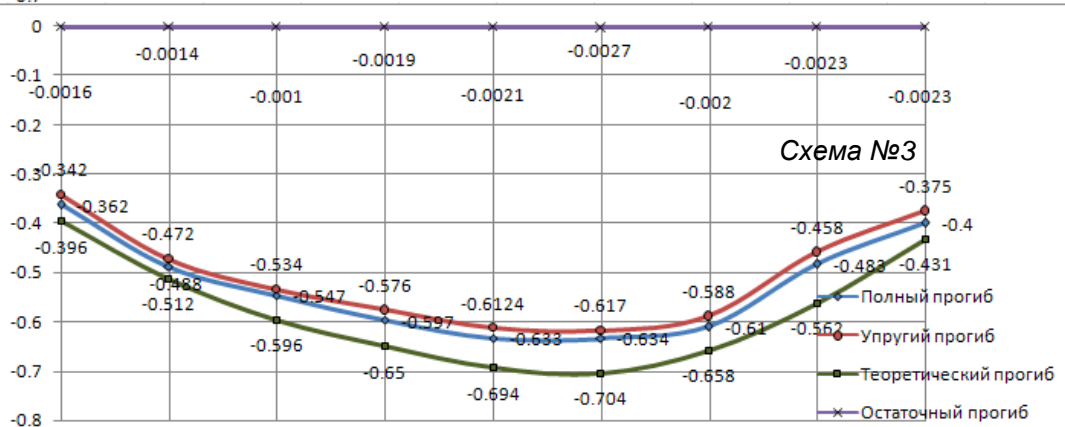
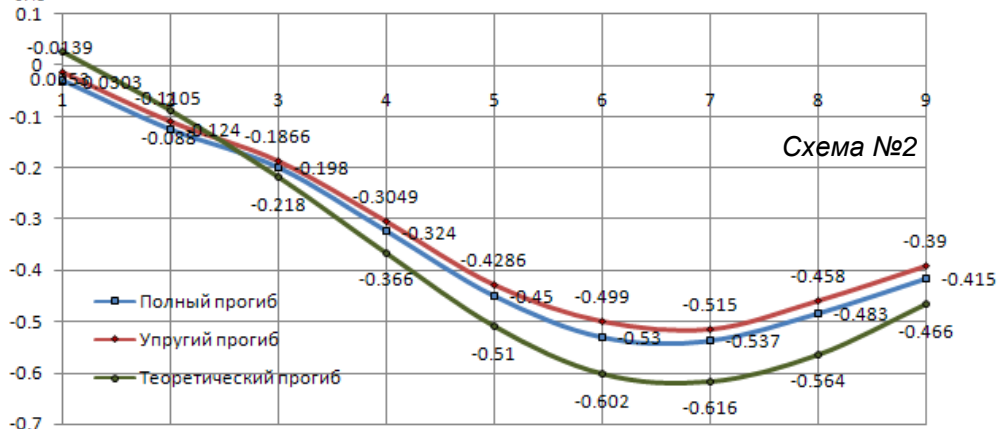
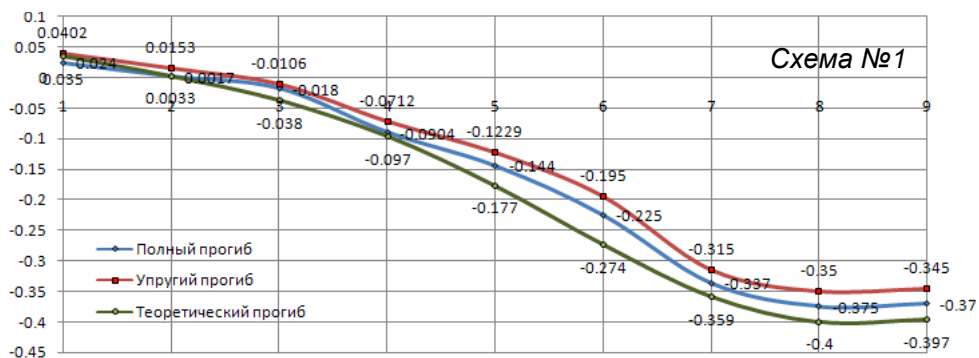
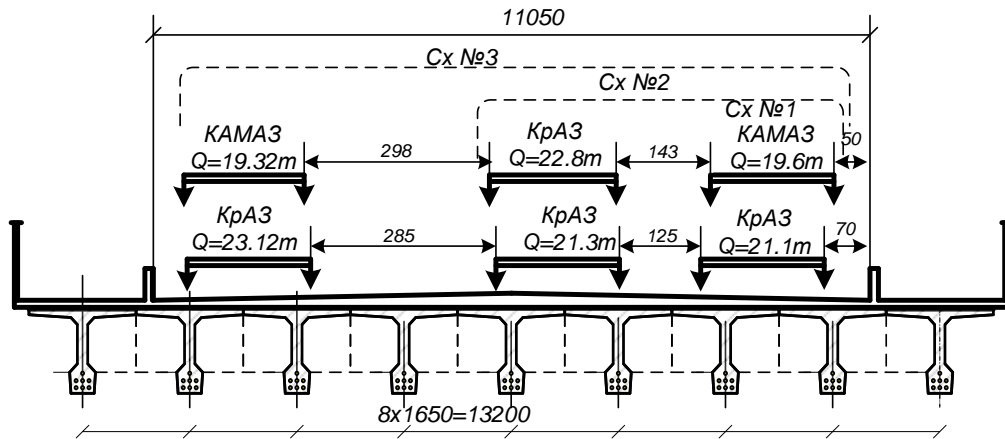
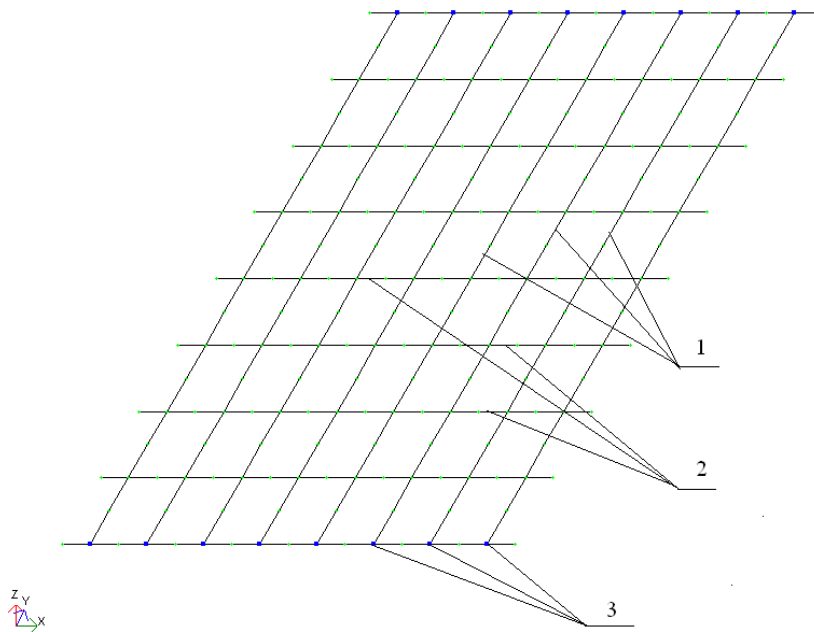


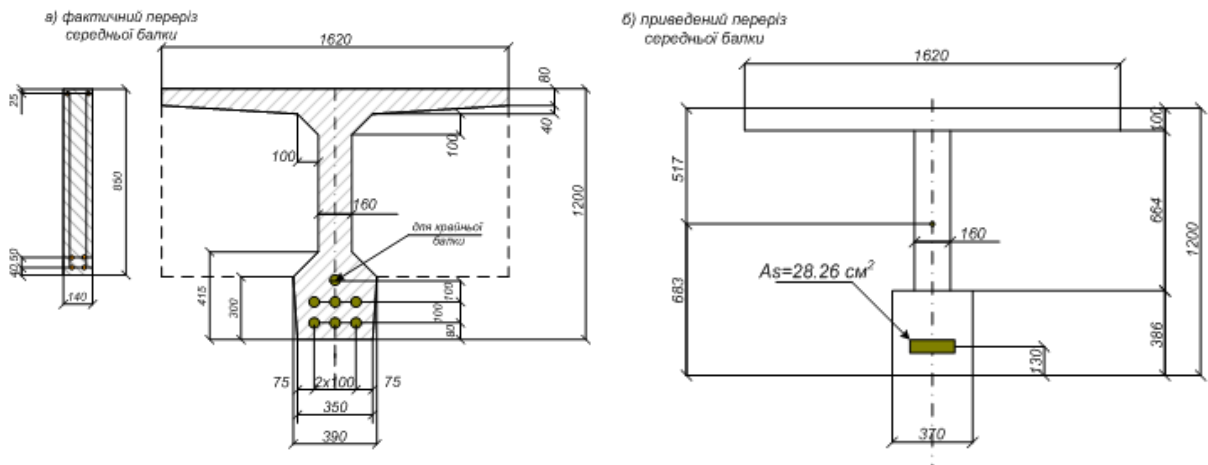
Рисунок 1 – Прогини головних балок в середині прогону від випробувального навантаження

В основі обраної скінченно-елементної моделі лежить уявлення прольотної будови у вигляді елементів балкового ростверку, у якому поперечний переріз поздовжніх балок (ребер) задається у вигляді таврів (або двотаврів відповідного до типового перерізу балок), а поперечних балок (діафрагм) у вигляді прямокутника. На рисунку 2 показана схема скінченно-елементної моделі прогонової будови довжиною 22,16 м. Поперечний переріз балки та її приведений переріз наведено на рисунку 3. Для урахування арматури, при моделюванні прогонової будови у вигляді стрижньової системи, вводимо приведений модуль деформації, який враховує наявність в перерізі крім бетону ще арматурних пучків.



1 – поздовжні балки; 2 – діафрагми; 3 – опори

Рисунок 2 – Схема скінченно-елементної моделі прогонової будови
в ПК „ЛІРА-САПР”



а) поперечний переріз головної балки і діафрагми; б) приведений переріз головної балки

Рисунок 3 – Конструкція головної балки прогонової будови за ТП 122-63, довжиною 22,16 м

Наступним етапом створення розрахункової моделі прогонової будови є розміщення в межах прольоту моста тимчасового рухомого навантаження. Навантаження необхідно розподілити на найближчі елементи скінченно-елементної моделі, що й було зроблено відповідно до випробувального навантаження.

Для подальшого порівняння результатів визначаємо прогини від трьох схем експериментального навантаження, мазійка переміщення вузлів наведена на рисунках 4 - 6. Результати розрахунків наведено в табл. 1 та рис. 7-9.

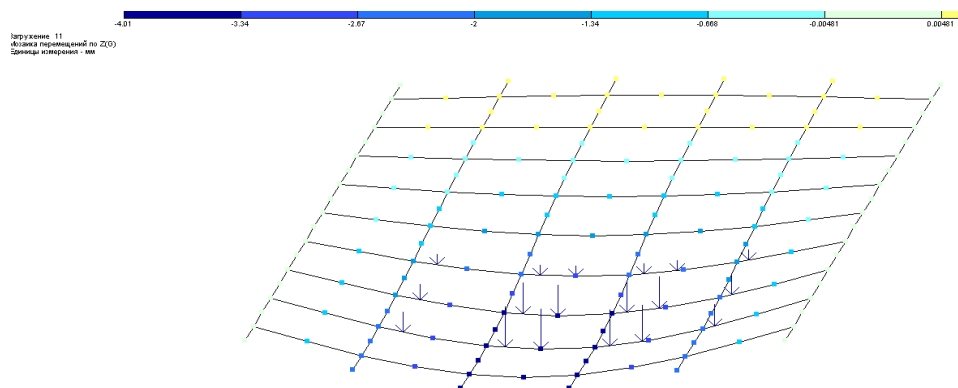


Рисунок 4 – Мозаїка переміщення вузлів прогонової будівлі від випробувального навантаження за схемою №1

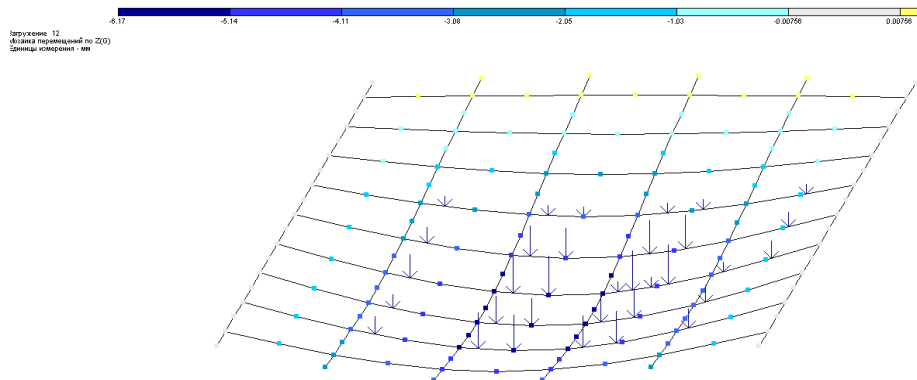


Рисунок 5 – Мозаїка переміщення вузлів прогонової будівлі від випробувального навантаження за схемою №2

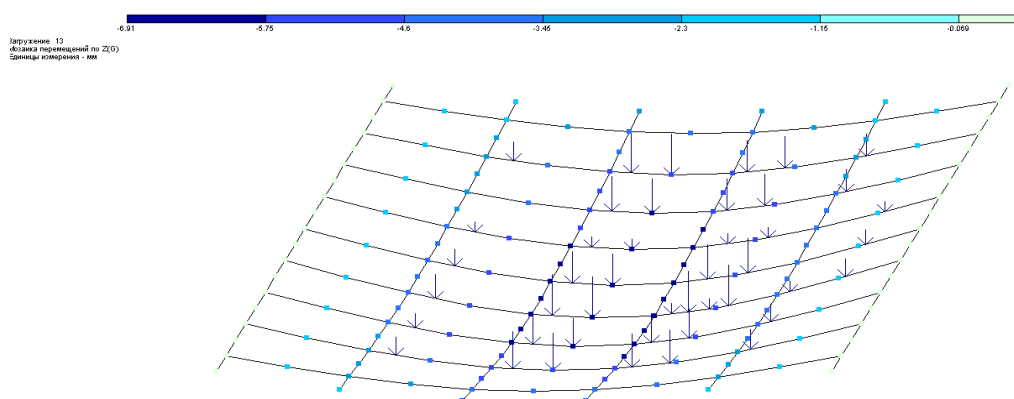


Рисунок 6 – Мозаїка переміщення вузлів прогонової будівлі від випробувального навантаження за схемою №3

Таблиця 1 – Результати розрахунку

Номери балок	Прогини, см					
	Схема №1		Схема №2		Схема №3	
	Випроб.	Ліра	Випроб.	Ліра	Випроб.	Ліра
1	0,05	0,024	-0,014	0,03	-0,362	-0,396
2	0,0233	0,017	-0,124	-0,088	-0,488	-0,512
3	-0,018	-0,038	-0,198	-0,218	-0,547	-0,596
4	-0,0904	-0,097	-0,324	-0,366	-0,597	-0,65
5	-0,144	-0,177	-0,45	-0,51	-0,633	-0,694
6	-0,225	-0,274	-0,53	-0,602	-0,634	-0,704
7	-0,337	-0,359	-0,537	-0,616	-0,61	-0,658
8	-0,375	-0,4	-0,483	-0,564	-0,483	-0,562
9	-0,37	-0,397	-0,415	-0,466	-0,4	-0,431

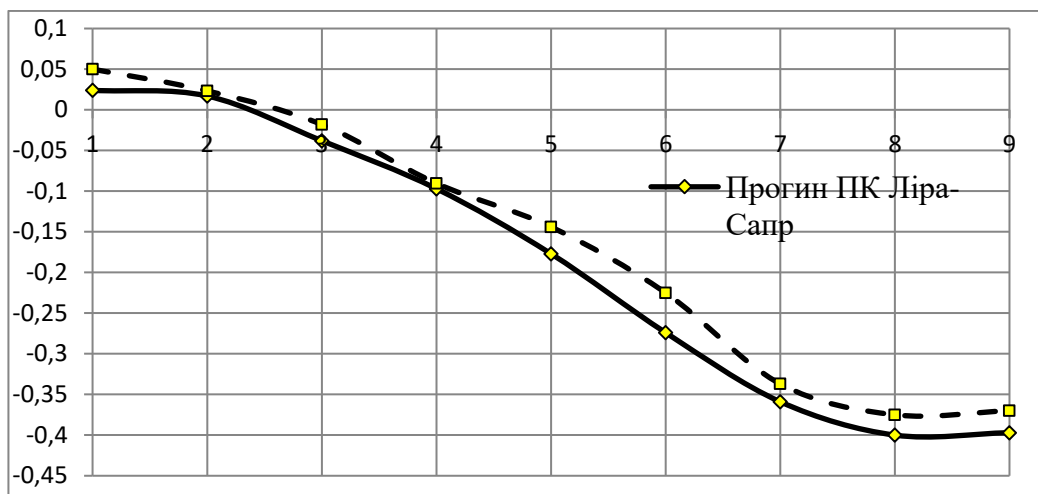


Рисунок 7 - Прогини головних балок за схемою завантаження №1

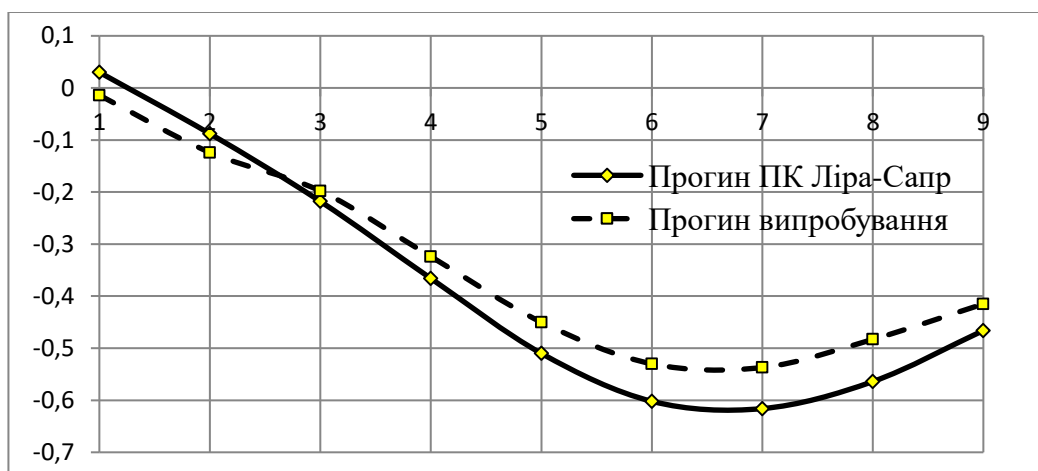


Рисунок 8 - Прогини головних балок за схемою завантаження №2

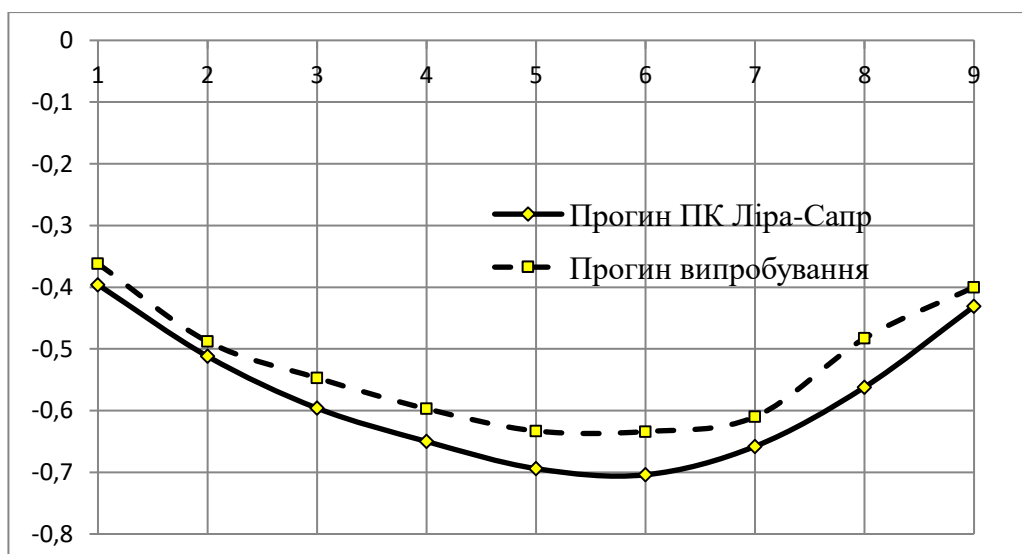


Рисунок 9 - Прогини головних балок за схемою завантаження №3

Аналіз результатів розрахунку за прийнятою методикою свідчить про адекватність моделі прогонової будови. Похибка склала не більше 7%.

2 Обґрунтування можливості використання програмного комплексу ПК «Ліра-Сапр» для розрахунку ребристих прогонових будов об'єднаних за допомогою поздовжнього монолітного шва плити проїзної частини.

З метою тестування методу виконувалось порівняння результатів розрахунків прогонової будови мосту у м. Суми, отриманих за ПК «ЛІРА-САПР», та результатів випробування, яке було виконано кафедрою мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського ХНАДУ [6, 7].

Завантаження випробувальним навантаженням виконувалося за двома схемами: 1-а схема – шість автомобілів були встановлені в середині прольоту на трьох смугах руху (половині ширини проїзної частини). 2-а схема – шість автомобілів були встановлені у середині прольоту по усій ширині мосту (на кожній смузі руху).

Вихідні данні для розрахунку:

- Розрахунковий проліт $l_p=2040$ см;
- Звіз консолі крайньої балки $d_1=105$ см
- Відстань в осях балок прольотної будови $d_2=248$ см;
- Кількість балок у поперечному напрямку $n=15$;
- Момент інерції приведенного поперечного перерізу балки
 $J_{пр}=11435959$ см⁴;
- Момент інерції приведенного поперечного перерізу плити товщиною 15 см і шириною 1 м: $J_{пл}=28125$ см⁴;
- Коефіцієнт Пуассона $\nu=0,2$;
- Модуль пружності бетону $E_b=362000$ кг/см² ($E_b=36200$ МПа);

Для розрахунку прольотної будови використовуємо скінченний елемент 10 (КЕ-10). Поздовжні елементи представлені у вигляді двотавра з розмірами приведенного перерізу балки прольотної будови (рис. 10).

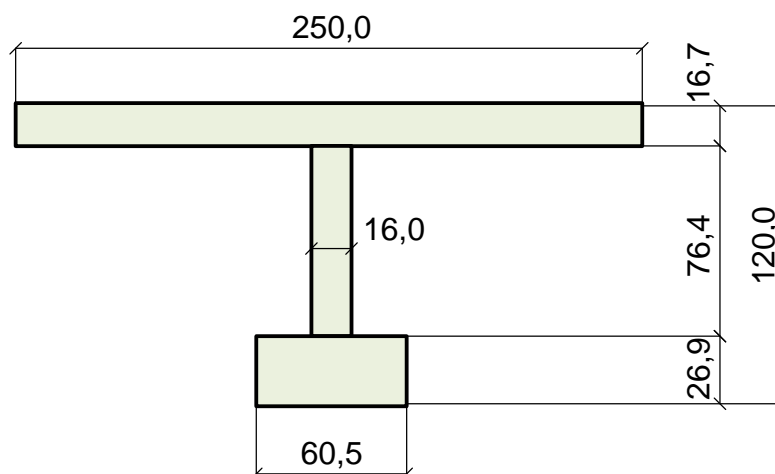


Рисунок 10 – Приведений переріз поздовжнього елемента

Кількість елементів у поздовжньому напрямку складає 102. У поперечному напрямку поздовжні елементи об'єднуються плитою проїзної частини, яка представлена плитним елементом (пластиною) товщиною 15 см. Розміри однієї пластини дорівнюють 20 см, в поздовжньому напрямку і 62,5 см – у поперечному напрямку. Загальний вигляд створеної моделі наведений на рис. 11.

Теоретичні прогини середини прольоту балок, отримані при використанні ПК «ЛІРА-САПР», за першою і другою схемами навантаження та експериментальні прогини наведені на рисунках 12 -15.

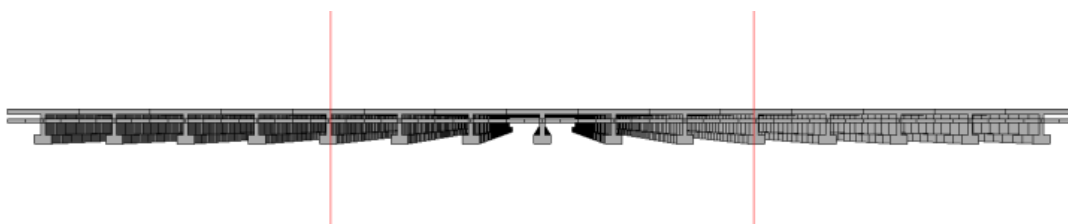


Рисунок 11 – Загальний вигляд моделі прогонової будови в ПК «ЛІРА»

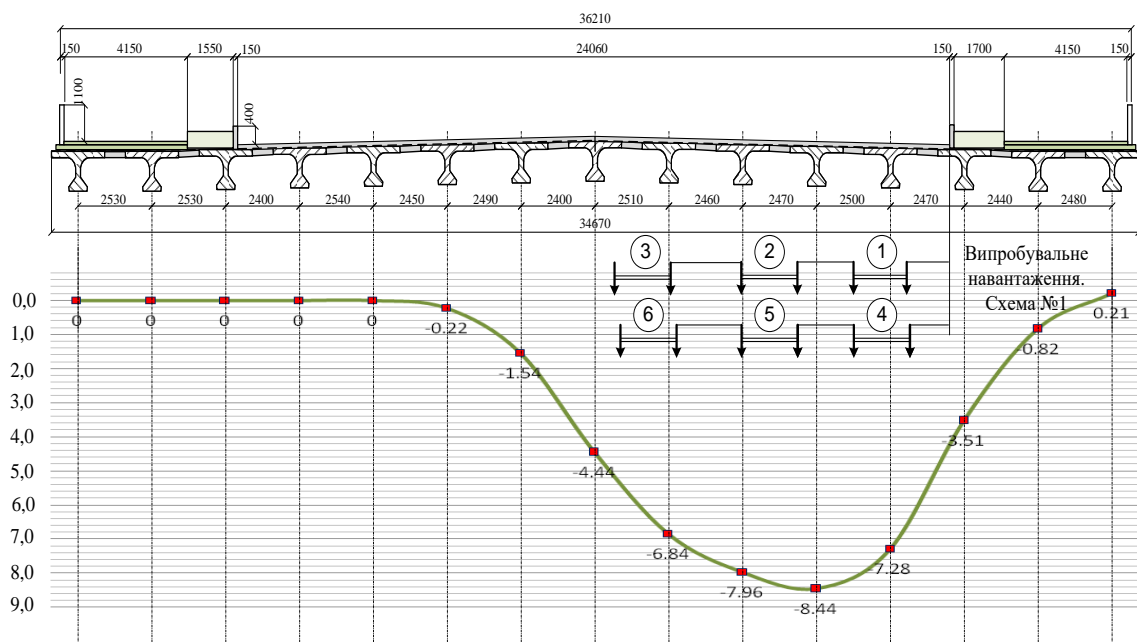


Рисунок 12 – Теоретичні прогини середини прольоту балок, отримані при використанні ПК «ЛІРА-САПР» (Схеми №1)

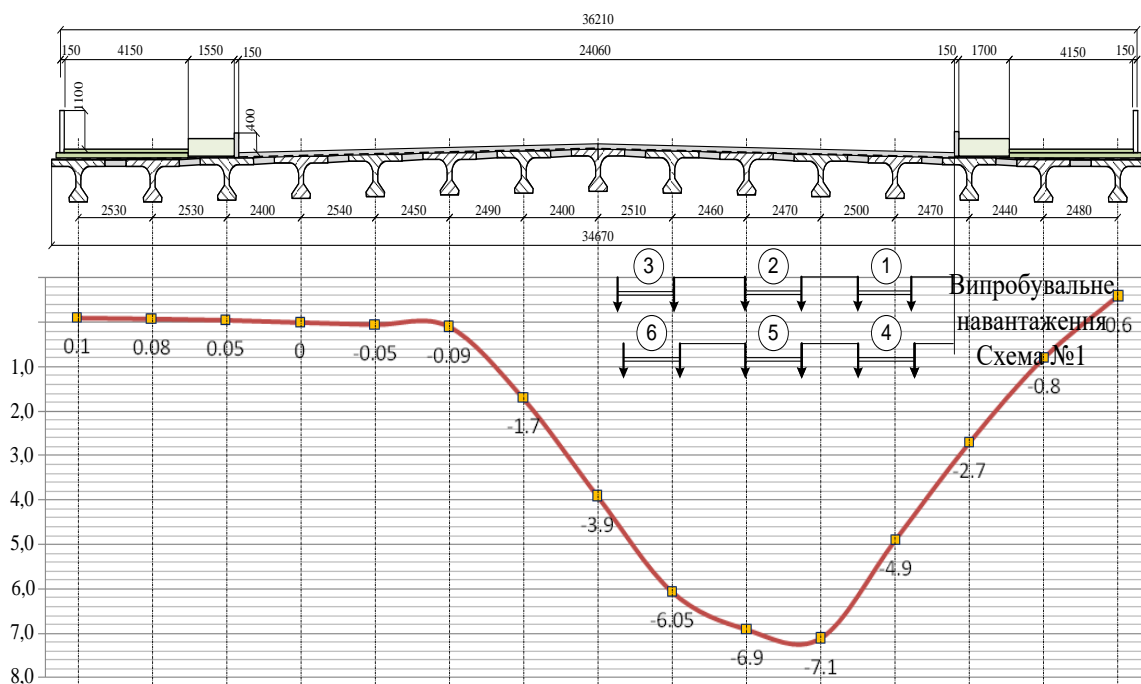


Рисунок 13 – Деформації середини прольоту балок від випробувального навантаження за схемою №1

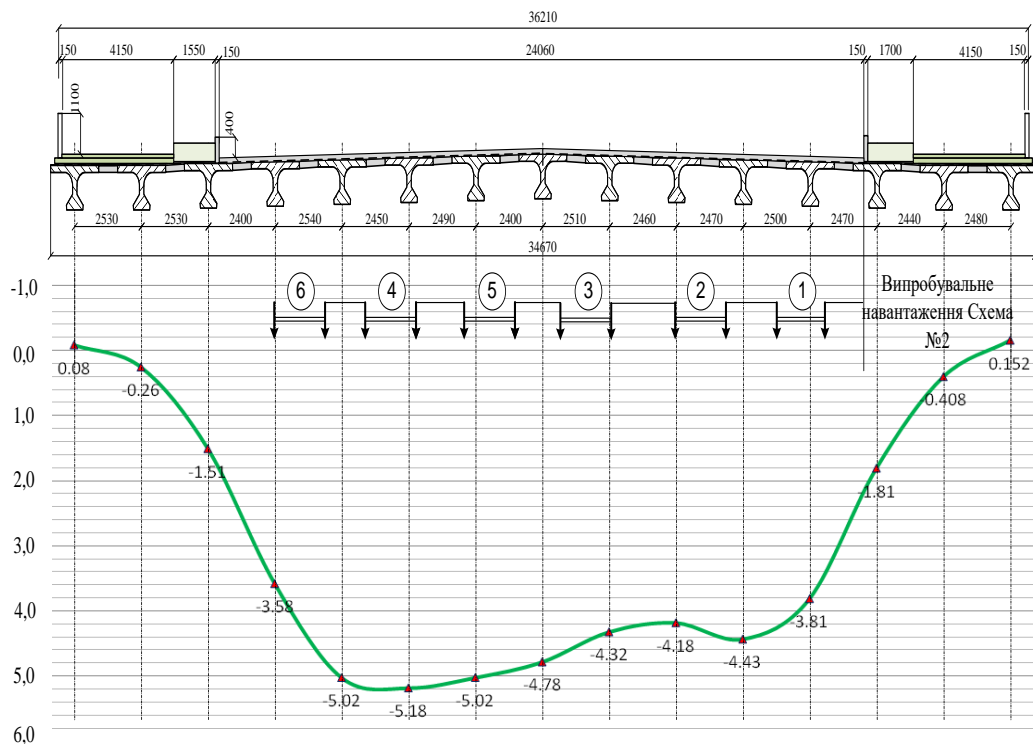


Рисунок 14 – Теоретичні прогини середини прольоту балок, отримані при використанні ПК «ЛІРА-САПР» (Схема №2)

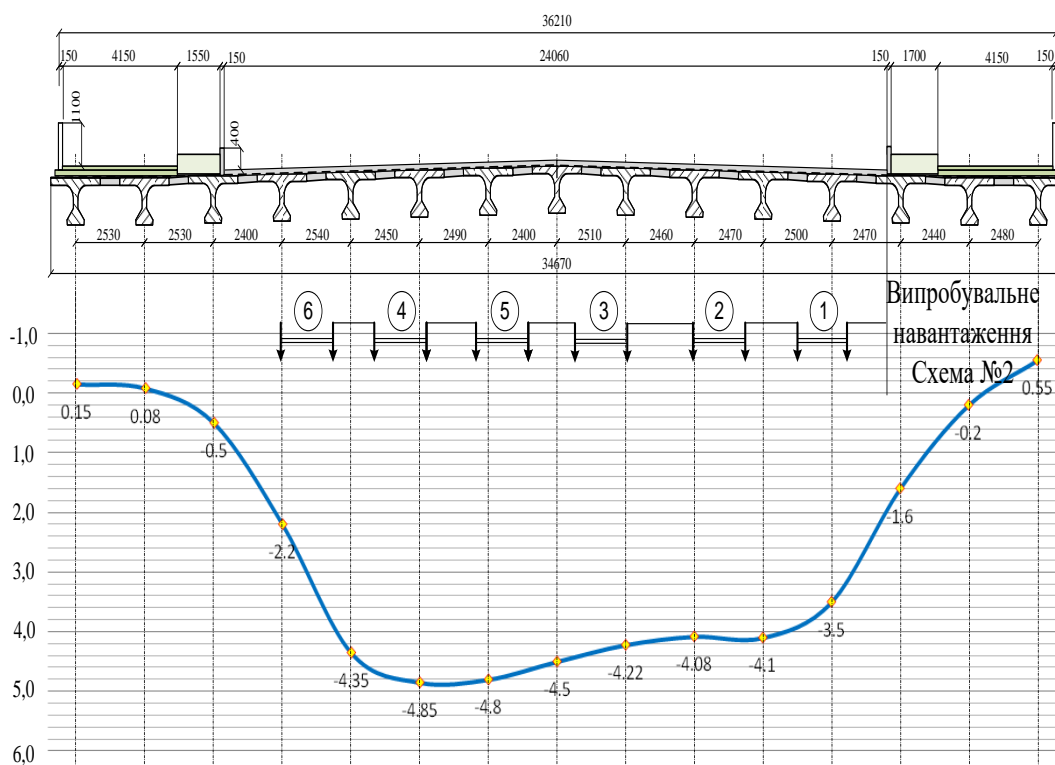


Рисунок 15 – Деформації середини прольоту балок від випробувального навантаження за схемою №2

Аналіз результатів розрахунку за прийнятою методикою свідчить про адекватність прийнятих моделей, як для ребристих прогонових будов об'єднаних по діафрагмах, так і об'єднаних по плиті проїзної частини. Похибка склала не більше 7%.

ЛІТЕРАТУРА

1. Мости: Конструкції та надійність / Й.Й. Лучко, П.М. Коваль, А.І. Лантух-Лященко та ін.; за ред. В.В. Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів: Каменярь, 2005. – 989 с.
2. Експлуатація і реконструкція мостів / [Страхова Н.Є., Голубєв В.О., Ковальов П.М., та ін.]; за ред. А.І. Лантуха-Лященка. – [2-е вид., випр] – К.: Транспортна академія України, 2002. – 408 с.
3. Бережна К.В. Урахування сумісної роботи балок у скінченно-елементній моделі діафрагмової прогонової будови / К.В. Бережна, С.М. Краснов // Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету. – Вип. 85. – Х., 2019. – С. 42–49.
4. Кожушко В.П. Моделювання прольотних будов мостів: підручник / В.П. Кожушко. – Харків: ХНАДУ, 2010. – 196 с.
5. Розрахунок деяких елементів залізобетонних автодорожніх мостів: навчальний посібник; під ред. В.П. Кожушко / В.П. Кожушко, С.М. Краснов, С.О. Бугаєвський та ін. – Х.: ХНАДУ, 2012. – 520 с.
6. Кожушко В.П. Робота прольотної будови реальної споруди / В.П. Кожушко, А.Г. Кислов, А.С. Лозицкий, С.Н. Краснов, Е.В. Синьковская // Науковий вісник будівництва. Т.86, №4. – Х.: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2016. – С. 117–121.
7. Кожушко В.П. Робота прольотної будови широкого міського моста / Кожушко В.П., Краснов С.Н. // Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету. – Вип. 77. – Х., 2017. – С. 51–57.

8. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3 – 22:2025. – К.: Міністерство розвитку громад України, 2025. – 73 с.
9. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2 – 15:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66 с.
10. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування: ДБН В.2.3 – 6:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 63 с.

АНАЛІЗ РОБОТИ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ ЗА ТИПОВИМ ПРОЕКТОМ ВИПУСК 56 НА СУЧАСНІ НАВАНТАЖЕННЯ

*Надоленко А., Мартімянов О., Моргачев Ю. ДМ-51-25
Науковий керівник к.т.н., доц. каф. МКБМ. Краснов Сергій
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Актуальність проблеми. У теперішній час на дорогах загального користування України експлуатується 16,1 тис. мостів та шляхопроводів загальною довжиною 364 км, у тому числі на дорогах державного призначення 1,9 тис. – довжиною 72,5км та на місцевих 14,2тис. – довжиною 291,5км.

Найбільшу кількість, по матеріалу, майже 93% складають залізобетонні штучні споруди, 6% - металеві (залізничні мости) та 1% - дерев'яні. Залізобетонні мости поділяються (дивись рисунок 1) на монолітні (30%), збірно-монолітні (5%) та збірні (65%). Збірні в свою чергу поділяють на плитні, коробчасті та ребристі. У теперішній час на території України експлуатується близько 43% ребристих залізобетонних прогонових будов. Найпоширенішими є прогонові будови зі збірних залізобетонних балок, зведених за типовими проектами.

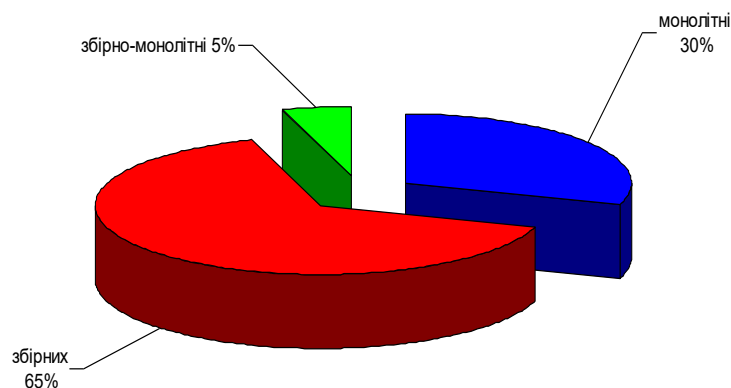


Рисунок 1 – Співвідношення залізобетонних мостів за типом залізобетону.

За останній час проблеми будівництва й експлуатації мостових споруд здобувають все більшу актуальність. Це пов'язано з тим, що транспортний рух на дорогах України значно збільшився. Відповідно, збільшилось й навантаження на мостові споруди. Тому питання довговічності мостів має декілька узагальнених складових, які включають моральну, механічну та фізико-хімічну зношеність. На сьогоднішній день, як відмічається у багатьох авторів [1-3] моральне старіння споруд настає значно раніше їх фізичної зношеності.

Більшість мостів та шляхопроводів на дорогах України були побудовані за технічними нормами 1962 року та попередніми, і на теперішній час не відповідають вимогам ДБН В.2.3-22:2025 „Мости та труби” [5], як по вантажопідйомності так і по габаритам проїзної частини.

Тому при проведенні реконструкції штучних споруд, актуальним є питання розрахунку конструкцій споруди на існуючі навантаження. Використання для цього сучасних програмних комплексів є спрощенням процесу розрахунку.

Задачі дослідження:

3. Аналіз типового проекту «Випуск 5б» та розрахунок геометричних характеристик перерізів всіх типів балок, цього проекту.

4. Загальний аналіз методів розрахунку, та обґрунтування обраного методу для використання при розрахунках ребристих прогонових будов.

5. Перевірка адекватності скінченно-елементної моделі, яка пропонується для подальших розрахунків, методом порівняння результатів розрахунків за іншими методами та експериментальними даними.

6. Перевірка можливості використання типового проекту «Випуск 5б» при реконструкції існуючих штучних споруд.

До складу даного випуску типового проекту (ТП) належать збірні залізобетонні прогонові будови з прольотами у просвіті 7,5; 10,0; 12,5; 15,0 і 20,0 м, армованих каркасною арматурою періодичного профілю.

Таблиця 1 – Основні розміри прогонових будов

Проліт у проясвіті, м	Розрахунковий проліт, м	Повна довжина прогонової будови, м	Відстань між осями опор, м	Кількість діафрагм, шт
7,5	8,40	8,66	8,70	4
10,0	11,10	11,36	11,40	5
12,5	13,70	14,06	14,10	6
15,0	16,30	16,76	16,80	7
20,0	21,60	22,16	22,20	9

Прогонові будови запроектовані у відповідності із «Правилами і вказівками по проектуванню залізобетонних, металевих, бетонних і кам'яних штучних споруд на автомобільних дорогах» (Дориздат, 1948 р.). Нормативне рухоме вертикальне навантаження Н-13 і НГ-60 та Н-18 і НК-80. Габарити проїзної частини Г-6, Г-7 і Г-8, з тротуарами по 0,75 або 1,5 м.

При розрахунку прогонових будов навантаження НГ-60 і НК-80 прийняті без динамічного коефіцієнта з підвищенням, при впливі на них; допустимі напруження на 30%, як це передбачено «Правилами».

Основні допустимі напруження в арматурі періодичного профілю прийняті: середні - 1600 кг/см^2 , у крайніх рядках - 1750 кг/см^2 .

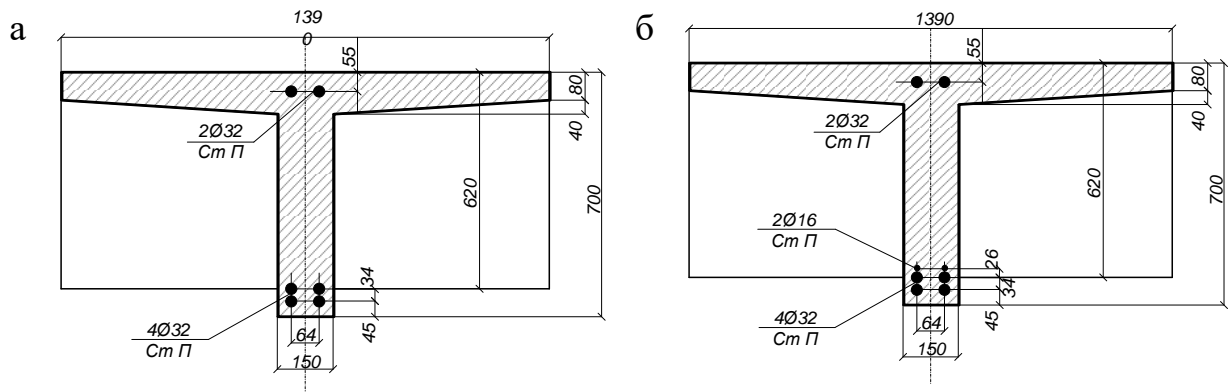
Прогонові будови запроектовані із застосуванням наступних матеріалів: Бетон: для блоків проїзної частини марки М-250 при навантаженні Н-13 і НГ-60 і М-300 при навантаженні Н-18 і НК-80; для блоків тротуару при ширині тротуару 0,75 м - марки М-300, при ширині тротуару 1,5 м - М-200; для тіла катків опорних частин - марки М-400.

Для нижньої частини балок блоків проїзної частини (у границях каркасу) повинен застосовуватися бетон з крупністю щебеню, що не перевищує 20-25 мм.

Арматура: елементи блоків проїзної частини армовані арматурою періодичного профілю (ГОСТ 5781—53), умовно позначеною на кресленнях Ст.-П, звареною в каркаси і сітки.

Для хомутів і усадкової арматури балок, монтажної арматури плити блоків проїзної частини і арматури тротуарних блоків застосована кругла сталь марки Ст. 3 (ГОСТ 380—50).

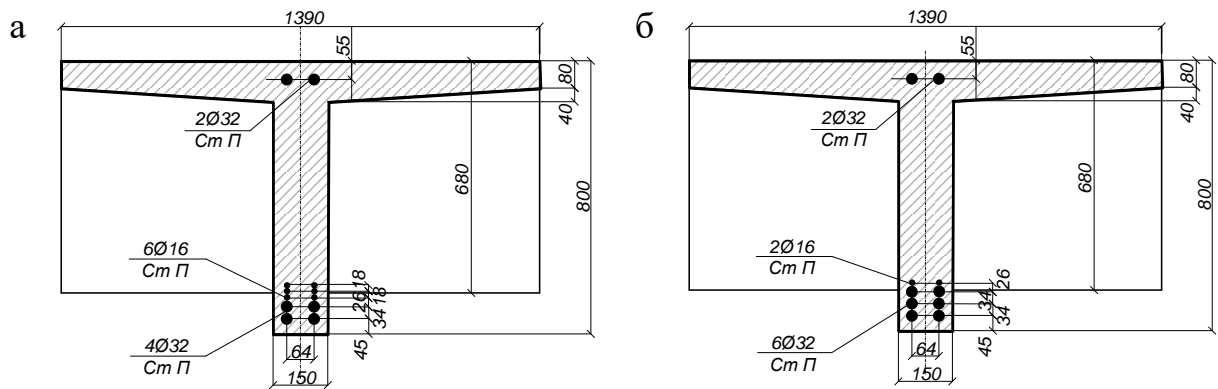
Блоки проїзної частини прогонових будов прольотами 7,5; 10,0; 12,5; 15 і 20,0 м запроектовані однаковими як при тротуарах 0,75, так і при тротуарах 1,5 м. Армуння головних балок наведено на рис. 2 – 6.



а – армуння під навантаження Н-13, НГ-60;

б – армуння під навантаження Н-18, НК-80

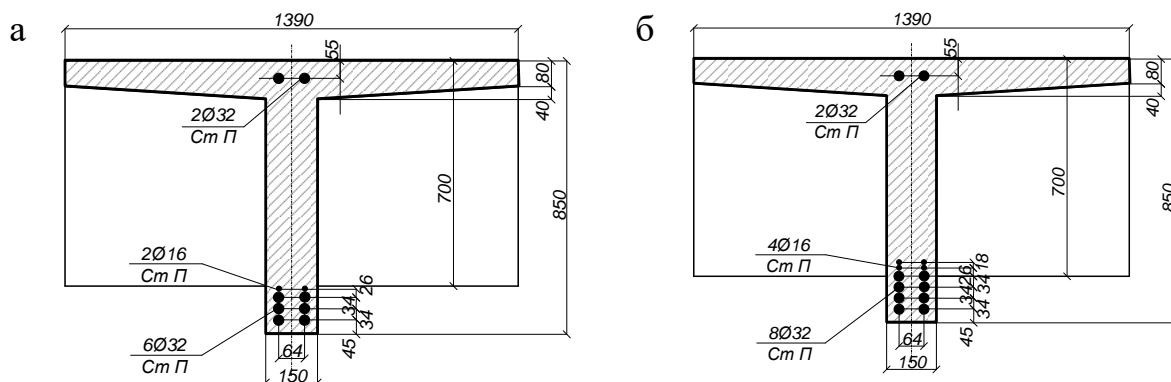
Рисунок 2 – Конструкція прогонової будови довжиною 8,66 м



а – армуння під навантаження Н-13, НГ-60;

б – армуння під навантаження Н-18, НК-80

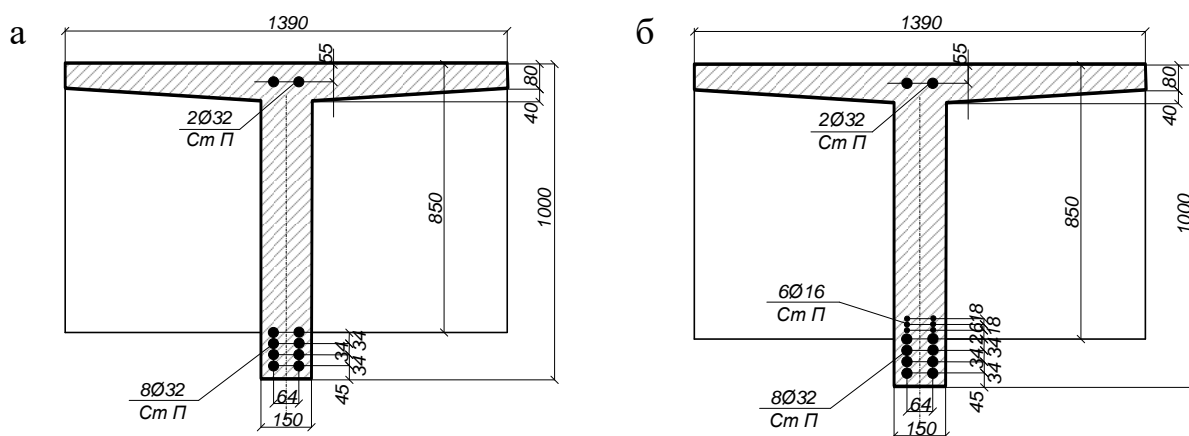
Рисунок 3 – Конструкція прогонової будови довжиною 11,36 м



а – армування під навантаження Н-13, НГ-60;

б – армування під навантаження Н-18, НК-80

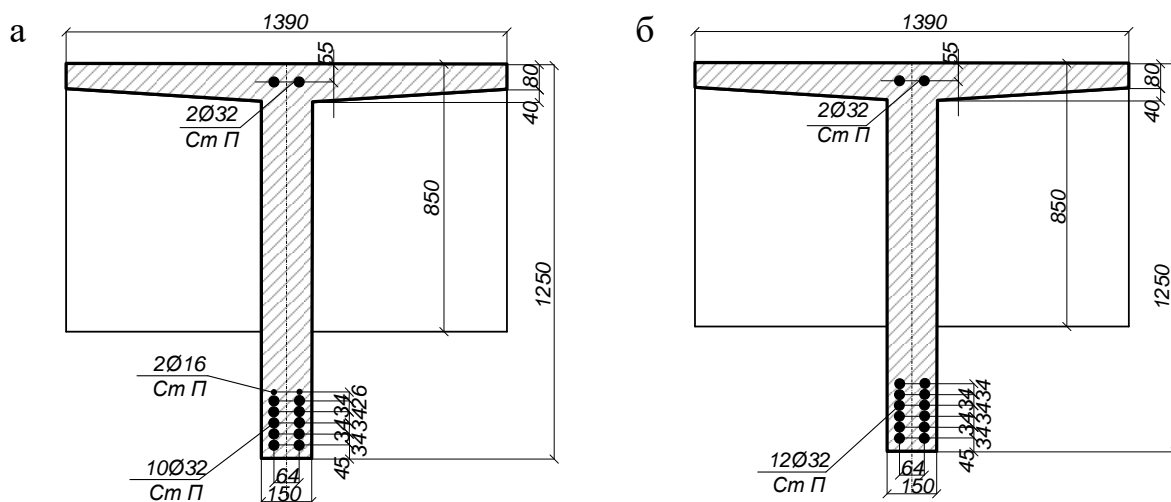
Рисунок 4 – Конструкція прогонової будови довжиною 14,06 м



а – армування під навантаження Н-13, НГ-60;

б – армування під навантаження Н-18, НК-80

Рисунок 5 – Конструкція прогонової будови довжиною 16,76 м



а – армування під навантаження Н-13, НГ-60;

б – армування під навантаження Н-18, НК-80

Рисунок 6 – Конструкція прогонової будови довжиною 8,66 м

Розрахунок прогонових будов автодорожніх мостів виконується з урахуванням пружного розподілу рухомого тимчасового навантаження між головними балками. При використанні різних методів просторового розрахунку, значний час витрачається на визначення геометричних характеристик елементів прогонової будови. З метою полегшення значної кількості розрахунків з урахуванням зміни розмірів конструкції і її армування у програмі Microsoft Excel створений порядок розрахунку основних геометричних характеристик головних балок і діафрагм прогонових будов (рис. 7).

Використання сучасних програмних комплексів, наприклад ПК «Ліра-Сапр», дозволяють з високою точністю розраховувати різні конструкції прогонових будов з урахуванням їх дійсного стану. Запропонований алгоритм визначення геометричних характеристик значно спрощує задачу створення розрахункової схеми прогонової будови у ПК «Ліра-Сапр». Основні геометричні характеристики прогонових будов розглянутого типового проекту наведено в табл. 2.

Приклад розрахункової схеми у ПК «Ліра-Сапр» наведено на рис. 8.

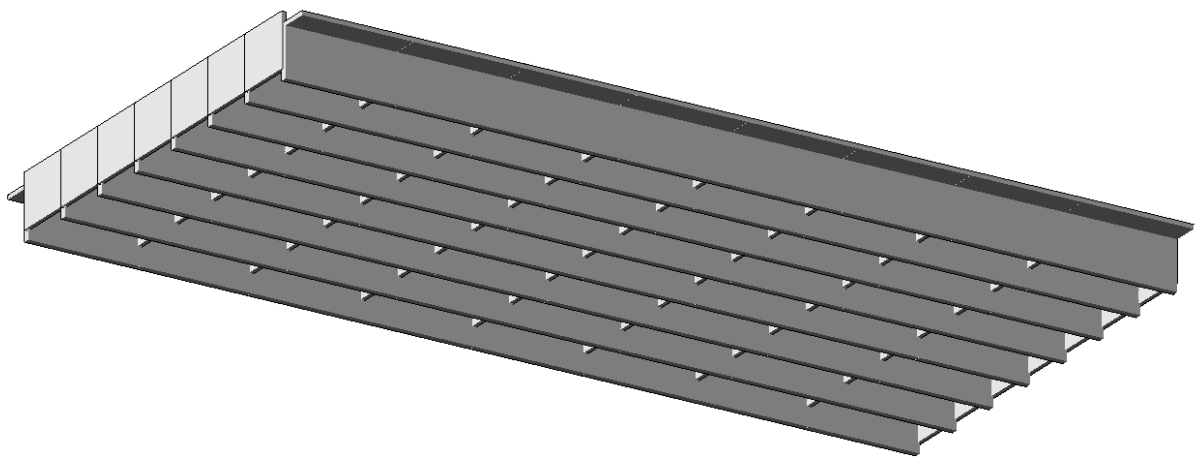


Рисунок 8 – Просторова схема прогонової будови довжиною 22,16 м

Зусилля в головних балках прогону 22,16 м від розрахункових рухомих сучасних навантажень наведено у табл..3.

Ge

Главная Вставка Разметка страницы Формулы Данные Рецензирование Вид

Вырезать Вставить Буфер обмена Копировать Формат по образцу Шрифт Выравнивание

Calibri 11

И57

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Геометрія балок типового проекту №56											
2	Розрахунковий прс	Lp=		21,5	m							
3	Висота балки	H=		125	см							
4	Ширина плити	Bпл=		139	см							
5	Товщина плити	h1=		8	см							
6		h2=		4	см							
7	Товщина ребра	br=		15	см							
8	Модуль пружності бетону	Eb=		290000	кг/см2	Відношення мод пружн n:		7,24137931				
9	Модуль пружності арматури	Es=		2100000	кг/см2							
10	Арматура											
11	Верхня арматура											
12	Відстань від верхньої грані ЦВ арм	U0=		5,5	см	Кіл-ть	2	Діаметр	3,2	Площа	16,0768	
13	Нижня арматура											
14	Відстань від нижньої грані до ЦВ арм	U1=		4,5	см	2		3,2	16,0768			
15	Відстань між армат. рядами	U2=		3,4	см	2		3,2	16,0768			
16	(знизу уверх)	U3=		3,4	см	2		3,2	16,0768			
17		U4=		3,4	см	2		3,2	16,0768			
18		U5=		3,4	см	2		3,2	16,0768			
19		U6=		3,4	см	2		3,2	16,0768			
20		U7=		1,8	см	0		3,2	0			
21									96,4608			
22	Відстань від нижньої грані до ЦВ арматури	a=		12,9031								
23	Приведена товщина плити	hпр		10,215827								
24	Висота ребра	hr=		114,78417								
25	Площа бетонного перерізу	Ab=		3141,76								
26	Площа приведен. перерізу	Aпр=		3956,69								
27	Статичний момент нижньої грані	Sпр=		291987								
28	Відстань від нижньої грані до ЦВ перерізу	Un=		73,7958		Увр=	51,20416869					
29	Момент інерції відносно ЦВ перерізу	Jпр		7975740								
30												
31	Діафрагма											
32	Висота діафрагми	hd=		85	см	Кількість діафрагм	nd=	5				
33	Ширина діафрагми	bd=		13	см							
34	Верхня арматура											
35	Відстань від верхньої грані до ЦВ арм			2,9	см	Кіл-ть	2	Діаметр	2	Площа	6,28	
36	Нижня арматура											
37	відстань від нижньої грані до ЦВ арм	a1=		4	см	2		1,6	4,0192			
38	Відстань між армат рядами	a2=		5	см	2		1,6	4,0192			
39	(знизу уверх)								8,0384			
40	Відстань від нижньої грані до ЦВ арматури	a=		6,5								
41	Площа бетонного перерізу	Ab=		1105								
42	Площа привед перерізу	Aпр=		1208,68								
43	Статич момент нижньої грані	Sпр=		51074,4								
44	Відстань від нижньої грані до ЦВ перерізу	Un=		42,2562		Увр=	42,74380512					
45	Момент інерції діафрагми відносно ЦВ перерізу	Jпр=		811983								
46	Геометрія перерізу для "ЛІРИ-САПР"	Sпр д=		269062	Aпр=	3141,76259	Упр=	85,6406				
47	Момент інерції перерізу відносно ЦВ	Jb д=		4942583				39,3594				
48	Приведений модуль пружності головної балки " ЛІРА-САПР"	Eпр бал=		467966,8208								
49	Приведений модуль пружності діафрагми " ЛІРА-САПР"	Eпр діафр=		353936,9234								

Готово

Лист1 Українська Лист3

Рисунок 7 – Фрагмент програми розрахунку геометричних характеристик прогонової будови

Таблиця 2 - Геометричні характеристики головних балок прольотних будов при розрахунках на ПК «ЛІРА»

Довжина прольоту, м	Розрахунковий прольот, м	Розрахункове навантаження	Розрахунковий модуль пружності бетону, кг/м ²	Геометричні характеристики для розрахунку на ПК «ЛІРА»							
				Переріз балки					Переріз діафрагми		
				Ширина плити, Впл, см	Висота балки, Н, см	Товщина плити, Нпр, см	Ширина ребра, hr, см	Приведений модуль пружності для балок, Епр,б кг/см ²	Висота діафрагми, hд, см	Ширина ддіафрагми, bд, см	Приведений модуль пружності для діафрагм, Епр,б кг/см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8,66	8,4	Н-13, НГ-60	290000	140	70	10.2	15	326118	62	13	372620
		Н-30, НК-80	315000	140	70	10.2	15	354861	62	13	397915
11,36	11,1	Н-13, НГ-60	290000	140	80	10.2	15	351716	68	13	368462
		Н-30, НК-80	315000	140	80	10.2	15	391212	68	13	393732
14,06	13,7	Н-13, НГ-60	290000	140	85	10.2	15	370400	70	13	367139
		Н-30, НК-80	315000	140	85	10.2	15	415490	70	13	392400
16,76	16,3	Н-13, НГ-60	290000	140	100	10.2	15	396415	85	13	335993
		Н-30, НК-80	315000	140	100	10.2	15	431658	85	13	361019
22,16	21,6	Н-13, НГ-60	290000	140	125	10.2	15	431614	85	13	342151
		Н-30, НК-80	315000	140	125	10.2	15	467344	85	13	367196

Таблиця 3 - Згинальні моменти у середині прогону головних балок довжиною 22,16 м

Довжина прольоту, м	Розрах. прольот, м	Номер балок	М пост. тм	Зусилля від тимчасового навантаження, тм							М гран, тм	М тимч, тм
				Н13	НГ60	Н18, Н30	НК80	А11	А15	НК100		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Г-6+2×0,75												
22,16	21,50	1	118.2205	99.88067	102.3706	110.3796	134.0232	124.3257	166.736	152.3916	218.8 (245.1)	100.6 (126.9)
		2	101.3485	90.88583	83.47137	106.1805	109.7512	119.5703	161.0148	124.7931	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		3	101.3485	86.09003	62.99726	104.9881	84.42403	115.6127	155.6243	95.99472	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)

Продовження таблиці 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Г-7+2×0,75												
22,16	21,50	1	112.1552	99.58012	97.64576	112.6973	128.7466	126.6419	170.1049	146.3919	218.8 (245.1)	106.6 (132.9)
		2	101.3485	88.06803	80.32151	101.587	105.53	114.3617	154.0103	119.9934	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		3	101.3485	78.77481	62.99726	92.33266	82.31343	103.2885	139.3294	93.59485	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
Г-8+2×0,75												
22,16	21,50	1	106.0899	69.48593	88.98364	107.6838	118.1936	120.7069	162.1862	134.3926	218.8 (245.1)	112.7 (139.0)
		2	101.3485	83.60153	75.59672	98.5722	100.2535	111.0007	149.5541	113.9937	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		3	101.3485	74.57794	62.2098	88.51168	83.36873	99.68813	134.588	94.79479	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		4	101.3485	65.46592	50.39781	78.97193	67.53923	87.79901	118.4252	76.79578	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
Г-6+2×1,5												
22,16	21,50	1	105.0343	81.56603	81.89644	91.44279	106.5853	101.9145	136.4592	121.1933	218.8 (245.1)	113.8 (140.1)
		2	101.3485	78.6203	72.44685	89.66231	96.03234	100.607	135.3158	109.194	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		3	101.3485	75.47742	61.42233	88.33535	82.31343	99.17345	133.8129	93.59485	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
Г-7+2×1,5												
22,16	21,50	1	98.96904	74.30831	75.59672	84.54799	100.2535	97.30284	131.3189	113.9937	218.8 (245.1)	119.8 (146.1)
		2	101.3485	71.66954	69.29699	84.06084	90.75583	96.73188	130.8395	103.1943	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		3	101.3485	68.32685	59.8474	81.32736	79.14753	93.05277	126.0036	89.99505	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		4	101.3485	63.90566	50.39781	77.64497	65.42862	87.91478	119.0349	74.39591	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
Г-8+2×1,5												
8,66	8,40	1	98.96904	71.28056	70.87192	81.5332	93.92174	93.79431	126.6614	106.7941	218.8 (245.1)	119.8 (146.1)
		2	101.3485	69.54126	65.35966	81.46595	86.53463	93.65463	126.6938	98.39459	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		3	101.3485	66.46821	58.27247	79.71498	78.09223	91.46734	123.9242	88.79512	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)
		4	101.3485	61.2525	50.39781	74.5252	67.53923	84.79641	114.9286	76.79578	218.8 (245.1)	117.5 (143.8)

Висновки. Несуча здатність прогонових будов за типовим проектом «Випуск 5б» недостатня для руху сучасного навантаження за схемою А11, НК-80, А15 та НК-100. Використання сучасних програмних комплексів дозволяє враховувати зміну геометричних характеристик елементів прогонових будов а також виявлені дефекти та пошкодження.

ЛІТЕРАТУРА

1. Експлуатація і реконструкція мостів / Страхова Н.Є., Голубєв В.О., Ковальов П.М., Тодіріка В.В. – 2-е вид., випр.. – К., 2002.-408с.
2. Сайт Державне агентство відновлення та розвитку інфраструктури України. <http://ukravtodor.gov.ua/>.
3. Відновлення мостів і труб після пошкодження. Аварії мостів: навчальний посібник / С.О. Бугаєвський, Т.О. Ненастіна, К.В. Бережна, С.М. Краснов, В.О. Бугаєвський. – Кременчук: Видавництво «НОВАБУК», 2024. – 252 с.
4. ДБН В.2.3.-22:2025 «Мости та труби. Основні вимоги проектування».

АДИТИВНІ ТЕХНОЛОГІЇ ЗВЕДЕННЯ БЕТОННИХ МОСТІВ

Терех Є. С. ДМ-51-25

Науковий керівник: к.т.н., доцент Овчаренко О. А.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

У сучасному будівництві все більшого значення набувають інноваційні технології, спрямовані на підвищення ефективності, точності та екологічності будівельних процесів. Однією з найбільш перспективних є технологія адитивного виробництва, зокрема 3D-друк бетону. Її впровадження у мостобудуванні дозволяє суттєво змінити традиційні підходи до зведення інженерних споруд.

Адитивні технології базуються на пошаровому формуванні конструкцій із цифрової моделі. Це дає можливість відмовитися від опалубки, зменшити витрати матеріалів та скоротити терміни будівництва. Крім того, значно розширюються можливості архітектурного формоутворення.

Технологія 3D-друку бетону полягає у пошаровому нанесенні бетонної суміші через спеціальне сопло відповідно до заданої цифрової траєкторії (рис. 1). Кожен шар поступово формує просторову конструкцію.

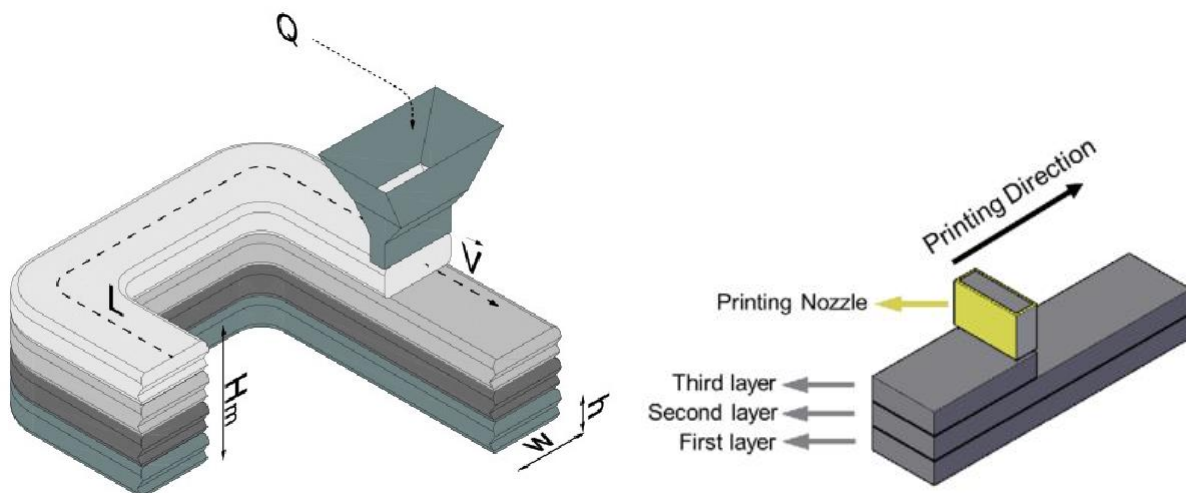


Рисунок 1 – Схема процесу екструзійного 3D-друку бетону

Особливістю процесу є необхідність забезпечення балансу між рухливістю бетонної суміші та її здатністю утримувати форму після укладання. Якщо суміш занадто рідка – конструкція втрачає стійкість, якщо занадто жорстка – неможлива екструзія.

Основні переваги технології:

- відсутність опалубки;
- автоматизація процесу;
- висока точність;
- зменшення витрат матеріалів;
- можливість створення складних геометричних форм.

Проектування таких мостів суттєво відрізняється від традиційного. Воно базується на використанні сучасних цифрових методів.

Ключовим підходом є топологічна оптимізація, яка дозволяє визначити оптимальний розподіл матеріалу в конструкції з урахуванням навантажень. Це дає змогу зменшити масу конструкції без втрати її несучої здатності. Іншим важливим інструментом є параметричне моделювання, яке дозволяє швидко змінювати геометрію мосту залежно від умов експлуатації. Особливу увагу приділяють формоутворенню конструкцій, що працюють на стиск, що характерно для аркових мостів. Таким чином, сучасне проектування поєднує інженерні розрахунки та цифрові алгоритми.

Бетон для 3D-друку має специфічні вимоги, які суттєво відрізняються від традиційних бетонних сумішей. Для забезпечення успішного процесу друку матеріал повинен одночасно мати високу текучість під час екструзії та достатню жорсткість після укладання.

У практиці 3D-друку мостових конструкцій застосовуються спеціальні дрібнозернисті бетонні суміші на основі портландцементу. Однією з типових є суміш, що відповідає класу міцності C50/60–C70/85, яка широко використовується у наукових дослідженнях і пілотних проєктах 3D-друкованих мостів.

Типовий склад такої бетонної суміші включає:

- портландцемент – 400...600 кг/м³;
- кварцовий пісок (0–2 мм) – 1200...1400 кг/м³;
- вода – водоцементне відношення 0,30...0,38;
- суперпластифікатор (полікарбоксилатний) – 1...2 % від маси цементу;
- мікрокремнезем (силіка фум) – 5...10 %;
- метакаолін – 5...15 %;
- поліпропіленова або PVA фібра – 0,5...2 % за об'ємом.

Застосування дрібного заповнювача пояснюється необхідністю забезпечення безперешкодної подачі суміші через сопло друкувальної системи. На відміну від традиційного бетонування, накладання шарів екструдером призводить до наявності окремих шарів з можливістю утворення міжшарового простору, що може призвести до появи додаткових тріщин (рис. 2). Тому для покращення властивостей бетону використовуються спеціальні добавки:

- суперпластифікатори;
- мінеральні добавки;
- фібра;
- полімерні компоненти.

Фібра значно покращує тріщиностійкість і забезпечує додаткове армування на мікрорівні.

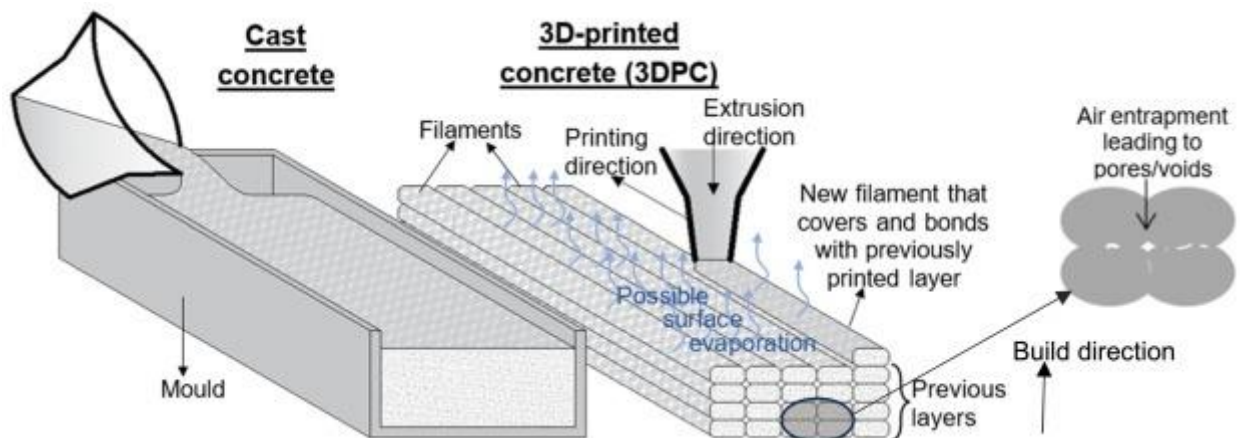


Рисунок 2 – Шарова структура 3D-друкованого бетону та міжшарове зчеплення

Для реалізації 3D-друку у будівництві використовуються два основні типи систем:

- порталні 3D-принтери (рис. 3, а);
- роботизовані маніпулятори (рис. 3, б).

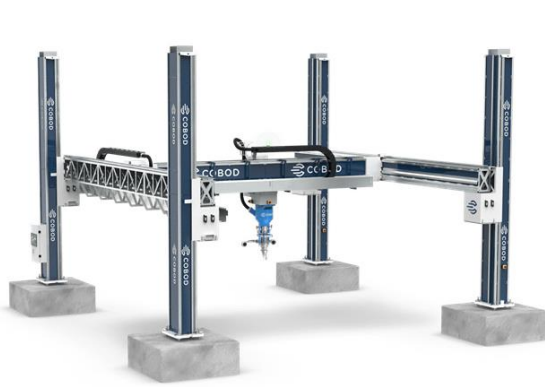
*а**б*

Рисунок 3 – Будівельні принтери: а – порталний 3D-принтер; б – роботизований маніпулятор

Поширеним підходом в адитивному будівництві стало попереднє виготовлення елементів із подальшим монтажем на місці (рис. 3).





Рисунок 3 – Монтаж 3D-друкованого мосту із збірних елементів
(реальний об'єкт)

Переваги такого підходу:

- контроль якості;
- скорочення строків;
- зменшення впливу на навколишнє середовище.

Недоліки:

- складність транспортування;
- необхідність забезпечення надійних стиків.

Одним із ключових викликів у 3D-друці є армування. В сучасних конструкціях прогонових будов поширеним методом армування є післянапруження, яке дозволяє компенсувати розтягувальні напруження (рис. 4).

Через особливості адитивних технологій будівництва залізобетонних конструкцій традиційне армування неможливе, тому тут є необхідність використовувати інші методи:

- фіброве армування (рис. 5);
- композитні матеріали (FRP);

– комбіновані системи.

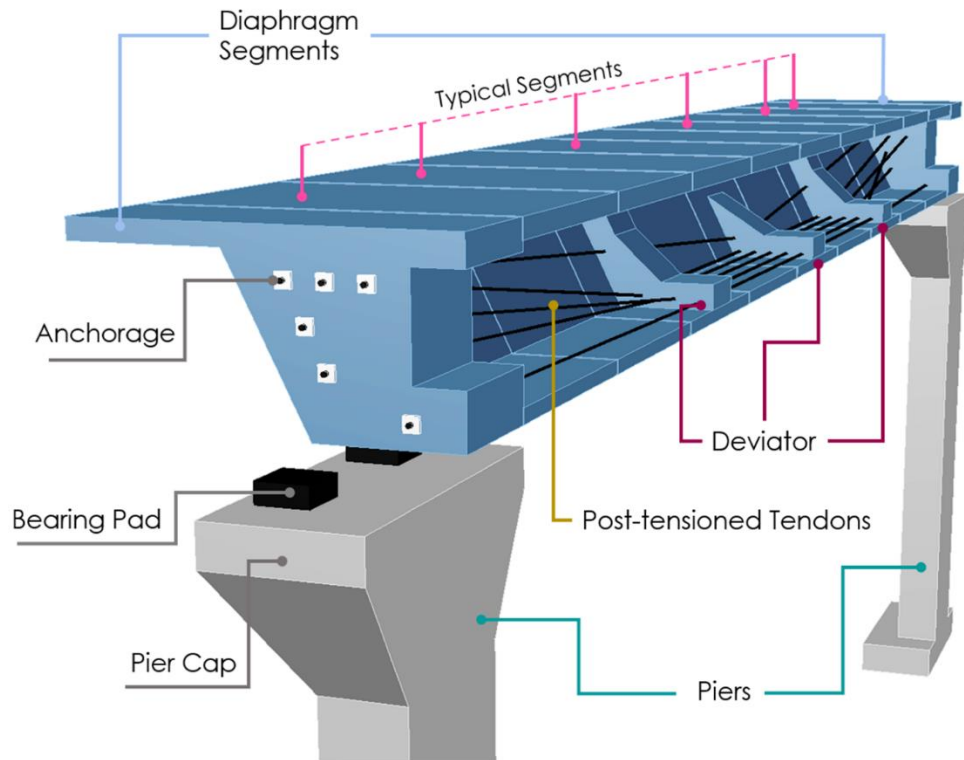
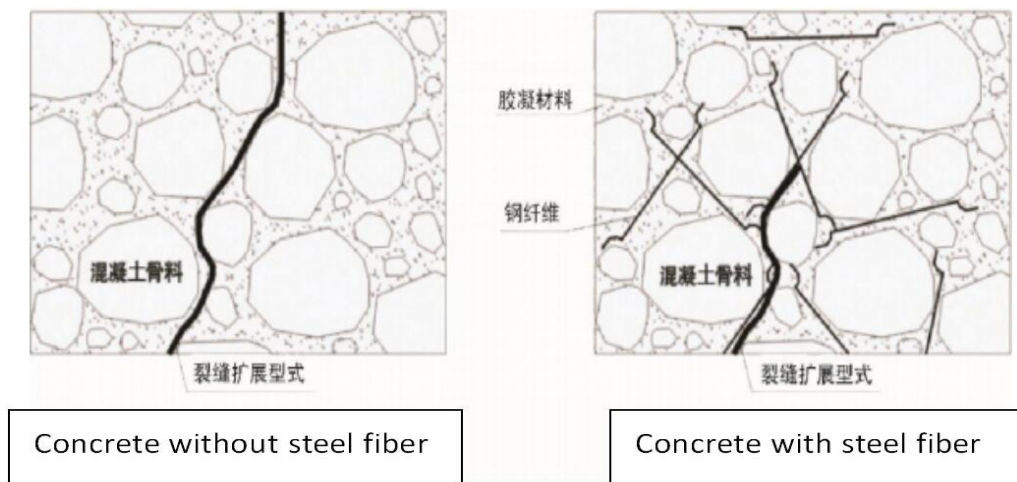


Рисунок 4 – Армування прогонової будови залізобетонного мосту



Concrete without steel fiber

Concrete with steel fiber

Рисунок 5 – Фіброве армування

Перспективним є впровадження армування безпосередньо під час друку.

Висновки

Адитивні технології зведення бетонних мостів є інноваційним напрямом розвитку будівництва. Вони забезпечують підвищення ефективності використання матеріалів, скорочення витрат і розширення можливостей проектування.

Основними проблемами залишаються:

- анізотропія матеріалу;
- складність армування;
- відсутність нормативної бази.

Подальший розвиток технології потребує комплексних досліджень у галузі матеріалознавства, проектування та автоматизації.

Таким чином, 3D-друк бетонних мостів має значний потенціал і може стати одним із ключових напрямів розвитку сучасного мостобудування.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. Київ: Мінбуд України, 2006. 133 с.
2. ДСТУ Б В.2.7-176:2008. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 43 с.
3. Buswell R. A., Leal de Silva W. R., Jones S. Z., Dirrenberger J. 3D printing using concrete extrusion: A roadmap for research. *Cement and Concrete Research*. 2018. Vol. 112. P. 37–49.
4. Wolfs R. J. M., Bos F. P., Salet T. A. M. Hardened properties of 3D printed concrete: The influence of process parameters on interlayer adhesion. *Cement and Concrete Research*. 2019. Vol. 119. P. 132–140.
5. Wangler T., Roussel N., Bos F. P., Salet T. A. M., Flatt R. J. Digital concrete: Opportunities and challenges. *RILEM Technical Letters*. 2019. Vol. 4. P. 67–75.
6. Vantighem G., De Corte W., Shakour E., Amir O. 3D printing of a post-tensioned concrete girder designed by topology optimization. *Automation in Construction*. 2020. Vol. 112.

ІНТЕЛЕКТУАЛЬНЕ УПРАВЛІННЯ СТАНОМ МОСТОВОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

Гаркавий О. М. ДМ-51-25

*Науковий керівник: к. т. н., доцент Овчаренко О. А.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Мостова інфраструктура є критично важливою складовою транспортної мережі будь-якої держави. Зі старінням існуючих конструкцій та зростанням інтенсивності руху виникає нагальна потреба у переході від традиційного візуального огляду до сучасних автоматизованих систем. Концепція безперервного моніторингу технічного стану конструкцій (Structural Health Monitoring або SHM) у поєднанні з технологіями штучного інтелекту (AI) та Інтернету речей (IoT) відкриває нові можливості для забезпечення безпеки та оптимізації витрат на експлуатацію.

В епоху «розумних міст» (Smart Cities) мости розглядаються вже не просто як пасивні об'єкти, а як повноцінні інтелектуальні вузли транспортних систем, що здатні самостійно сигналізувати про критичні зміни у своєму стані.

Розглядаючи роль штучного інтелекту в еволюції систем SHM, варто зазначити, що традиційні методи оцінки стану мостів зазвичай базуються на візуальних оглядах, які є суб'єктивними, трудомісткими та проводяться лише періодично. На відміну від них, інтелектуальне управління використовує дані, зібрані в режимі реального часу за допомогою мереж датчиків. Штучний інтелект у таких системах виконує роль «мозку», який обробляє величезні масиви даних, дозволяючи вирішувати три головні завдання: класифікацію та розпізнавання образів для виявлення аномалій у поведінці конструкції, прогнозування для оцінки залишкового ресурсу моста на основі поточних тенденцій зносу, а також прийняття рішень через автоматизовану видачу рекомендацій щодо необхідності ремонту чи обмеження руху.

Сучасна система управління станом мостів зазвичай базується на багаторівневій архітектурі. На рівні збору даних безпосередньо на

конструкціях встановлюються різноманітні датчики, такі як акселерометри для вимірювання вібрацій, тензометри для контролю напружень, а також датчики температури, вологості та корозії. Завдяки технологіям Інтернету речей ці дані передаються бездротовими каналами зв'язку у централізовані сховища. На рівні попередньої обробки інформації, оскільки дані з мостів часто зашумлені через вплив вітру, трафіку та погодних умов, застосовуються алгоритми фільтрації та очищення для виділення корисного сигналу, який свідчить про стан структури. Для цього використовується кілька ключових архітектур:

- штучні нейронні мережі (ANN) для моделювання нелінійних залежностей між навантаженням та реакцією моста;
- згорткові нейронні мережі (CNN) для ідеально підходять для аналізу зображень та відео з дронів для виявлення тріщин, корозії або відшарування бетону.
- рекурентні нейронні мережі (RNN) та LSTM для аналізу часових рядів (наприклад, динаміки коливань моста протягом тривалого періоду).

Серед ключових технологій особливе місце займає моніторинг на основі вібрацій. Оскільки кожна мостова конструкція має свої унікальні динамічні характеристики, поява дефекту неминуче змінює ці параметри, і алгоритми здатні помітити такі мікроскопічні зміни задовго до того, як вони стануть видимими для ока інспектора.

Іншим важливим підходом є візуальний контроль за допомогою комп'ютерного зору, що передбачає використання дронів із камерами високої роздільної здатності для огляду важкодоступних ділянок. Глибоке навчання дозволяє автоматично сегментувати зображення, ідентифікувати тип дефекту та вимірювати його геометричні параметри з високою точністю.

Крім того, відбувається інтеграція з інтелектуальними транспортними системами міста: якщо система виявляє критичне перевантаження конструкції, вона може автоматично перенаправити потік великовагового транспорту на інші маршрути через систему розумних світлофорів та табло.

Впровадження AI-орієнтованих систем дає суттєві переваги, серед яких підвищення безпеки завдяки ранньому виявленню дефектів, економічна ефективність через перехід до ремонту за фактичним станом, об'єктивність за рахунок усунення людського фактору та можливість безперервного моніторингу цілодобово.

Разом з новими можливостями існують певні виклики впровадження інтелектуального управління мостовою інфраструктурою. Зокрема необхідність отримання великих баз даних для навчання нейромереж, забезпечення тривалої автономної роботи сенсорів, висока вартість впровадження та проблема інтерпретованості моделей, коли складно зрозуміти причину прийняття певного рішення штучним інтелектом. Незважаючи на це, майбутнє управління мостовою інфраструктурою разом з впровадженням BIM-технологій лежить у створенні «цифрових двійників» – віртуальних копій реальних мостів, на яких проводяться симуляції для прогнозування поведінки конструкції на 10-20 років вперед.

Висновок

Інтелектуальне управління станом мостів – це не просто технологічна інновація, а необхідність для сучасної урбаністики. Використання методів глибокого навчання та IoT дозволяє трансформувати обслуговування інфраструктури з реактивного (виправлення поломок) у проактивне (запобігання їм). Подальші дослідження мають зосередитися на створенні гібридних моделей, що поєднуюватимуть фізичні знання про конструкції з потужністю штучного інтелекту.

ЛІТЕРАТУРА

1. Chiaia B. Archetypal Use of Artificial Intelligence for Bridge Structural Monitoring / B. Chiaia, V. De Biagi // Applied Sciences. 2020. Vol. 10. Art. 7157.
2. Embers S. An Artificial Intelligence and Mixed Reality Approach for Optimizing the Bridge Inspection Workflow / S. Embers, S. Zentgraf, P. Herbers [et al.] //

- 2022 European Conference on Computing in Construction (2022 EC3), Ixia, Rhodes, Greece. 2022.
3. Lee J. Modelling Long-term Bridge Deterioration at Structural Member Level Using Artificial Intelligence Techniques / J. Lee, H. Guan, Y.-C. Loo [et al.] // *Applied Mechanics and Materials*. 2011. Vols. 99-100. P. 444–449. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.99-100.444.
 4. Natali A. Artificial Intelligence tools to predict the level of defectiveness of existing bridges / A. Natali, M. G. Padalkar, V. Messina [et al.] // *Procedia Structural Integrity*. 2023. Vol. 44. P. 2020–2027.
 5. Ruggieri S. Using machine learning approaches to perform defect detection of existing bridges / S. Ruggieri, A. Cardellicchio, A. Nettis [et al.] // *Procedia Structural Integrity*. 2023. Vol. 44. P. 2028–2035.
 6. Xia Y. Artificial Intelligence Based Structural Assessment for Regional Short- and Medium-Span Concrete Beam Bridges with Inspection Information / Y. Xia, X. Lei, P. Wang, L. Sun // *Remote Sensing*. 2021. Vol. 13. Art. 3687. DOI: 10.3390/rs13183687.
 7. Zhang X. Machine-Aided Bridge Deck Crack Condition State Assessment Using Artificial Intelligence / X. Zhang, B. E. Wogen, X. Liu [et al.] // *Sensors*. 2023. Vol. 23. Art. 4192. DOI: 10.3390/s23094192.
 8. Zinno R. Artificial Intelligence and Structural Health Monitoring of Bridges: A Review of the State-of-the-Art / R. Zinno, S. S. Haghshenas, G. Guido, A. Vitale // *IEEE Access*. 2022. Vol. 10. P. 88078. DOI: 10.1109/ACCESS.2022.3199443.
 9. Zinno R. The State of the Art of Artificial Intelligence Approaches and New Technologies in Structural Health Monitoring of Bridges / R. Zinno, S. S. Haghshenas, G. Guido [et al.] // *Applied Sciences*. 2023. Vol. 13, Is. 1. Art. 97. DOI: 10.3390/app13010097.

ВИКОРИСТАННЯ ВОЛОКОННО-АРМОВАНИХ ПОЛІМЕРІВ У БУДІВНИЦТВІ МОСТІВ

Григоренко Р.М. ДМ-51-25

Науковий керівник: к.т.н., доцент Овчаренко О.А.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Волоконно-армовані полімери (Fiber Reinforced Polymer, FRP) – це сучасні композиційні матеріали, що знаходять широке застосування у мостобудуванні. Їх використання обумовлене необхідністю підвищення довговічності, надійності та економічної ефективності мостових конструкцій. На відміну від традиційних матеріалів, таких як сталь і залізобетон, FRP-композити мають високе співвідношення міцності до ваги, стійкість до корозії та тривалий термін експлуатації.

FRP-композити складаються з полімерної матриці та армуючих волокон (рис. 1). Матриця виконує функцію зв'язуючого елемента та забезпечує передачу напружень між волокнами, тоді як волокна сприймають основні навантаження. Найбільш поширеними є скляні, вуглецеві, арамідні та базальтові волокна, кожне з яких має свої переваги та недоліки.

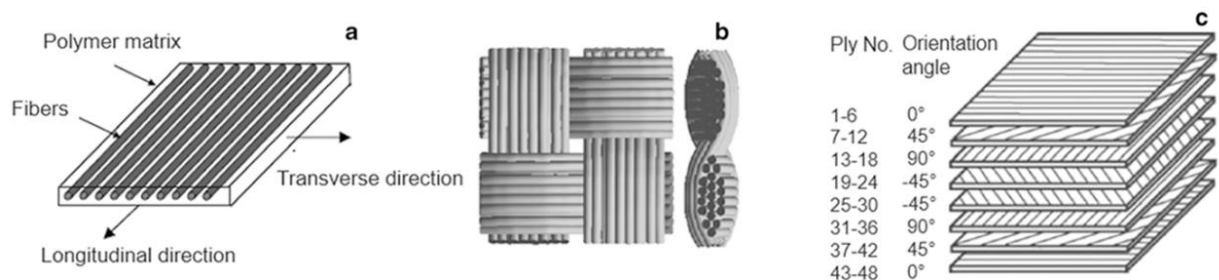


Рисунок 1 – Структура волоконно-армованого полімеру

Однією з головних переваг FRP є їх мала вага при високій міцності. Це дозволяє зменшити навантаження на опори мостів і спростити монтаж конструкцій. Крім того, композити не піддаються корозії навіть у складних умовах експлуатації, що значно зменшує витрати на обслуговування.

Важливою характеристикою є також висока стійкість до втомних навантажень, що виникають під дією транспортних потоків. Це дозволяє використовувати FRP у конструкціях, які працюють під постійним динамічним навантаженням.

У мостобудуванні FRP застосовуються як для підсилення існуючих конструкцій, так і для будівництва нових мостів. Вони використовуються для армування залізобетонних елементів, підсилення балок, а також як основний матеріал для мостових настилів (рис. 2).

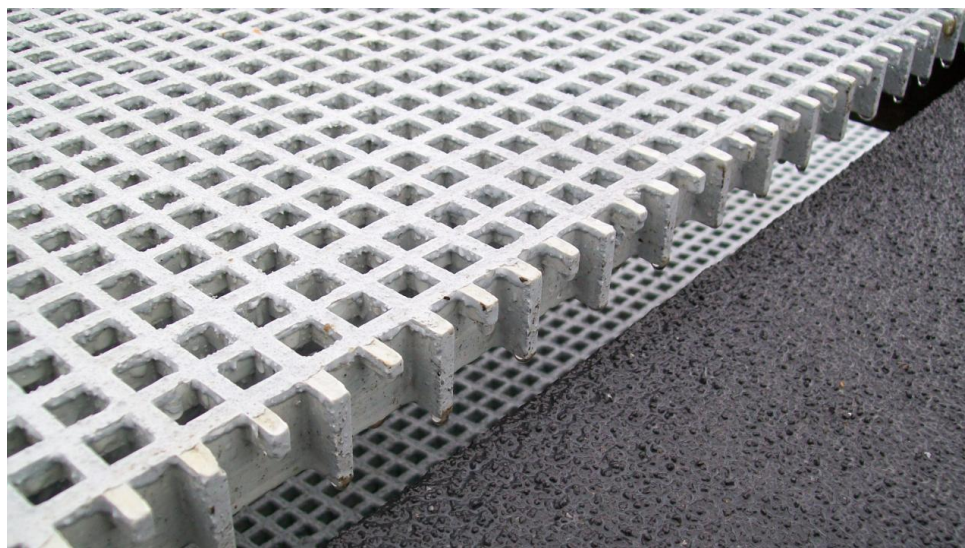


Рисунок 2 – Використання FRP у мостовому настилі

Серед конструктивних рішень можна виділити настили з пултрузійних профілів, сендвіч-панелі та гібридні конструкції, що поєднують композити з традиційними матеріалами. Такі рішення дозволяють досягти оптимального співвідношення вартості та експлуатаційних характеристик.

Окремим напрямком є створення повністю композитних мостів. Перші такі конструкції з'явилися ще у другій половині XX століття і з того часу активно розвиваються (рис. 3). Наприклад, міст в селі Гінці (Болгарія) (рис. 3), який був побудований у 1981/82 роках. Його конструкція складається з цільної FRP плити. Проліт мосту Гінці становить 11,9 м, а ширина – 6,1 м [1].



Рисунок 3 – Міст з FRP у Гінзі, Болгарія

Незважаючи на значні переваги, FRP мають певні недоліки. До них належать висока вартість матеріалів, недостатня нормативна база та обмежений досвід довготривалої експлуатації. Також деякі полімери можуть бути чутливими до ультрафіолетового випромінювання.

З економічної точки зору використання FRP є доцільним при врахуванні повного життєвого циклу конструкції. Зменшення витрат на ремонт і обслуговування компенсує високі початкові витрати.

Отже, волоконно-армовані полімери є перспективним матеріалом для сучасного мостобудування. Їх застосування дозволяє створювати легкі, довговічні та надійні конструкції, що відповідають сучасним вимогам інженерії.

ЛІТЕРАТУРА

1. Kossakowski P. G., Wciślik W. Fiber-Reinforced Polymer Composites in the Construction of Bridges: Opportunities, Problems and Challenges. *Fibers*. 2022. Vol. 10, no. 4. Art. 37. DOI: <https://doi.org/10.3390/fib10040037>

РОЛЬ BIM-ТЕХНОЛОГІЙ В ОРГАНІЗАЦІЇ ТА УПРАВЛІННІ БУДІВНИЦТВОМ ВЕЛИКИХ СПОРУД

Воровік О.А. ДМ-51-25

Науковий керівник: к.т.н, доцент, Синьковська О.В.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Організація будівництва великих споруд, зокрема мостів і транспортних інфраструктурних об'єктів, характеризується складною просторовою структурою, багатостадійністю виконання робіт та обмеженими умовами будівельного майданчика. У таких умовах BIM-технології стають ефективним інструментом просторово-технологічного планування, оскільки дозволяють створити цифрову модель не лише самої споруди, а й будівельного процесу в цілому [1].

На основі BIM-моделі виконується віртуальне моделювання будівельного майданчика, що включає:

- розміщення тимчасових будівель і споруд;
- організацію під'їзних шляхів і зон руху техніки;
- визначення зон складування матеріалів;
- планування монтажних і підйомно-транспортних операцій.

Для мостобудівних об'єктів це має особливе значення, оскільки будівельні роботи часто виконуються в умовах обмеженого простору, над водними перешкодами або в зоні інтенсивного транспортного руху. BIM дозволяє заздалегідь оцінити ефективність організаційних рішень та мінімізувати ризики порушення технологічної послідовності робіт.

Інтеграція BIM-моделі з календарним планом будівництва формує 4D-BIM, який дозволяє візуалізувати процес зведення споруди у часі. Для великих споруд це є принципово важливим, оскільки традиційні лінійні графіки не завжди дозволяють наочно оцінити взаємозв'язок між окремими етапами робіт.

Застосування 4D-BIM дає можливість:

- перевіряти реалістичність календарних графіків;
- аналізувати паралельність і послідовність робіт;
- виявляти потенційні конфлікти між технологічними процесами;
- оптимізувати використання будівельної техніки та трудових ресурсів.

У мостобудуванні 4D-BIM широко використовується для моделювання:

- поетапного зведення опор;
- монтажу прогонових будов;
- тимчасових схем організації руху;
- стадій реконструкції та підсилення мостів.

Будівництво великих споруд передбачає участь значної кількості середовища (Common Data Environment – CDE), у якому всі учасники мають доступ до актуальної та узгодженої інформації про проєкт [2]. Це дозволяє:

- оперативно вносити зміни до проєктних рішень;
- уникати використання застарілої документації;
- підвищити відповідальність учасників за прийняті рішення.

Особливо важливою є функція автоматизованого виявлення колізій, яка дозволяє ще на стадії проєктування виявляти конфлікти між конструктивними елементами та інженерними системами. За даними досліджень, використання BIM дозволяє скоротити кількість переробок на будівельному майданчику на 30- 40%.

BIM-технології дозволяють здійснювати комплексне планування організації будівельного майданчика з урахуванням реальних умов місцевості, інженерно-геологічних та гідрологічних факторів. Інтеграція BIM з геоінформаційними системами (GIS) дає змогу враховувати рельєф, існуючу забудову та інженерні мережі [3].

Для великих інфраструктурних проєктів це забезпечує:

- підвищення рівня безпеки виконання робіт;
- зменшення впливу будівництва на навколишнє середовище;
- оптимізацію логістичних процесів.

У результаті BIM сприяє формуванню раціональної організаційно технологічної схеми будівництва, що є критично важливим для успішної реалізації великих споруд.

Ефективне управління будівельними проектами великих споруд вимагає інтеграції процесів планування, контролю строків, управління ресурсами, вартості та ризиків. Традиційні методи управління, що ґрунтуються на розрізнених графіках, кошторисах і текстових звітах, часто не забезпечують належного рівня прозорості та оперативності прийняття рішень. У цьому контексті BIM-технології виступають як інтегрований цифровий інструмент управління проектом, що поєднує технічні, організаційні та економічні аспекти будівництва в єдиній інформаційній моделі.

Однією з ключових функцій BIM у системі управління будівельними проектами є забезпечення ефективного контролю строків виконання робіт. Інтеграція інформаційної моделі з системами календарного планування (Primavera P6, Microsoft Project, Synchro) формує так звану 4D-BIM модель, у якій кожен конструктивний елемент пов'язується з конкретним етапом будівельного процесу.

Застосування 4D-BIM дозволяє:

- аналізувати альтернативні сценарії організації будівництва;
- визначати критичні шляхи виконання робіт;
- оцінювати наслідки зміни строків окремих операцій;
- здійснювати візуальний контроль фактичного стану будівництва.

Для великих споруд, зокрема мостів, це має вирішальне значення, оскільки будівельні процеси часто залежать від сезонних умов, гідрологічного режиму річок, обмежень руху транспорту та складних монтажних операцій. BIM дозволяє заздалегідь змодельовати ці фактори та мінімізувати ризик зриву строків будівництва.

Крім того, BIM сприяє оптимізації використання ресурсів. На основі моделі можна планувати потребу в матеріалах, будівельній техніці та робочій силі для кожного етапу будівництва. Це дає змогу зменшити простой, уникнути

надлишкового складування матеріалів і підвищити загальну ефективність використання ресурсів.

Управління вартістю є одним із найбільш критичних аспектів реалізації великих інфраструктурних проєктів. Використання 5D-BIM дозволяє інтегрувати кошторисну інформацію безпосередньо в інформаційну модель споруди, що забезпечує автоматизований підрахунок обсягів робіт і вартості матеріалів [4].

На відміну від традиційних кошторисів, BIM-кошторис є динамічним, тобто автоматично оновлюється при внесенні змін до проєктних рішень. Це особливо важливо для великих споруд, де навіть незначні конструктивні зміни можуть суттєво вплинути на загальний бюджет проєкту.

Застосування 5D-BIM дозволяє:

- підвищити точність визначення вартості будівництва;
- контролювати фінансові показники на кожному етапі проєкту;
- порівнювати альтернативні технічні рішення за критерієм вартості;
- забезпечити прозорість фінансового управління для замовника та підрядників.

Будівництво великих споруд супроводжується значною кількістю ризиків, пов'язаних з технічними, організаційними, фінансовими та зовнішніми факторами. BIM-технології дозволяють ідентифікувати та аналізувати ці ризики ще на ранніх стадіях проєкту шляхом моделювання різних сценаріїв розвитку подій.

Інформаційна модель забезпечує:

- виявлення проєктних помилок і колізій до початку будівництва;
- оцінку наслідків змін конструктивних або технологічних рішень;
- прогнозування впливу ризиків на строки та вартість проєкту.

Особливо важливим є те, що BIM забезпечує керованість змін. У разі внесення змін до проєкту всі пов'язані параметри (креслення, графіки, кошториси) оновлюються автоматично, що значно знижує ризик помилок та неузгодженостей.

Практичне застосування BIM-технологій у будівництві великих інженерних споруд демонструє їх високу ефективність не лише на стадії проєктування, а й у процесі організації будівництва, управління монтажними роботами та подальшої експлуатації об'єктів. Особливо показовими є приклади реалізації BIM у мостобудуванні та транспортній інфраструктурі, де складність конструкцій і багатостадійність процесів вимагають максимальної точності та координації дій.

Одним із найбільш відомих прикладів застосування BIM у мостобудуванні є вантовий міст Queensferry Crossing у Шотландії – один із найбільших мостів Європи [5].

У цьому проєкті BIM використовувався для:

- координації роботи кількох проєктних і будівельних організацій;
- моделювання складної системи вант;
- планування монтажу прогонової будови методом поетапного нарощування;
- контролю геометрії конструкцій у процесі будівництва.

Інформаційна модель дозволила виявляти колізії ще на стадії проєктування, що зменшило кількість змін на будівельному майданчику та знизило ризик затримок виконання робіт.

Крім того, BIM-модель використовувалась як основа для подальшого управління експлуатацією мосту, що є прикладом переходу від BIM до концепції цифрового двійника (Digital Twin).

ЛІТЕРАТУРА

1. Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)LM.1943-5630.0000127](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)LM.1943-5630.0000127).
2. What's a Common Data Environment (CDE) and Why It Matters [Infographic]. URL: <https://www.autodesk.com/blogs/construction/commondata->

- environment/#:~:text=Today%20and%20Tomorrow-
,Defining%20a%20Common%20Data%20Environment,,%20change%20ord
ers,%20and%20more.
3. GIS and BIM integration will transform infrastructure design and construction. URL: <https://www.autodesk.com/design-make/articles/gis-andbim-integration>.
 4. OPUS at UTS: Home - Open Publications of UTS Scholars. URL: https://opus.lib.uts.edu.au/bitstream/10453/35808/3/2013004050_PeterSmith_BIM_Journal_Paper-a.pdf.
 5. Transport Scotland | Forth Replacement Crossing. *Home | Transport Scotland*. URL: <https://www.transport.gov.scot/projects/forth-replacementcrossing/project-details/#64937>.

ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТУ ЧЕРЕЗ Р. ЛОПАНЬ НА ПРОБИВЦІ УЗВОЗУ КЛОЧКІВСЬКОГО В М. ХАРКІВ

Бездрабко В.Б. ДМ-51-25

Науковий керівник: к.т.н, доцент, Синьковська О.В.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Мостові споруди відіграють ключову роль у транспортній інфраструктурі будь-якої країни, забезпечуючи безперервний зв'язок між регіонами, сприяючи розвитку економіки, соціальній мобільності та стратегічній безпеці.

Технічний стан мостів характеризується комплексом показників, які відображають ступінь збереження, працездатності та безпеки їх конструктивних елементів під час експлуатації. Основними критеріями оцінки технічного стану мостів є: фізичний знос конструкцій; працездатність несучих конструкцій; стан опор і фундаментів; стан їздового полотна та деформаційних швів; наявність та характер пошкоджень; рівень безпеки експлуатації; відповідність чинним нормативам: перевіряється відповідність сучасним нормам будівництва й експлуатації (ДСТУ, ДБН тощо).

Роботи з обстеження за стандартною методикою виконуються у відповідності до вимог ДБН В.2.3-6:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування» [1], ДСТУ 9181:2022 «Споруди транспорту. Мости автодорожні. Настанова з оцінювання та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [2].

Міст, що підлягає обстеженню [3], розташований в місті Харкові по пробивці Клочківського узвозу, з'єднуючи вулиці Клочківську та Велику Панасівську. Міст перетинає р. Лопань під кутом 50° та забезпечує транспортний потік від центра міста до району Південного вокзалу та Холодної гори. Міст залізобетонний та має 7 прогонів.

Ключові технічні показники:

- Довжина споруди – 189.8 м;

- Ширина споруди – 38.2 м;
- Конструктивна схема – балочна розрізна 12 + 5x33 + 12 м;
- Габарит споруди – 12.8+6.98+12.68 м;
- Ширина тротуарів – 2.24 м та 2.3 м;
- Проектні навантаження – НК-80, Н-30;
- Рік будівництва – 1985 р.

На момент обстеження проектна та виконавча документація
Замовником надана не була. Загальний вид споруди представлено на рис. 1,2.



Рисунок 1 – Загальний вид споруди з верхової сторони



Рисунок 2 – Загальний вид споруди з низової сторони

У ході обстеження мостової споруди було виявлено ряд дефектів і пошкоджень конструктивних елементів, які суттєво впливають на її технічний стан і експлуатаційні характеристики.

Мостове полотно (проїзна частина, тротуари, перильна огорожа, бортовий гранітний камінь) за результатами обстеження оцінюється як задовільний. Асфальтобетонне покриття на проїзній частині має незначні дефекти у вигляді сітки тріщин, особливо в місцях деформаційних швів. Деформаційні шви над усіма опорами мають дефекти, такі як руйнування, часткова або повна відсутність компенсаторів, руйнування асфальтобетону вздовж металевих пластин. Залізобетонні бордюрні блоки тротуарів мають значні руйнування. Покриття тротуарів також має значні руйнування як по лінії деформаційних швів (над опорами), так і в прольотах.

На балках прогонових будов зосередження дефектів відзначається на ділянках вздовж деформаційних швів. Руйнування швів призводять до регулярного замокання торців балок, і, як наслідок, відбувається вилуговування бетону. Також відзначені патьоки на монолітних ділянках об'єднання балок. Відзначається руйнування консолей крайніх балок у місцях їх поєднання із залізобетонними тумбами для опор освітлення.

Берегові опори мосту перебувають у задовільному стані. Однак практично повне руйнування деформаційних швів над ними призводить до постійного забруднення та замокання опор. Проміжні опори перебувають у задовільному стані. Дефекти виявлено тільки на ригелях опор. Руйнування деформаційних швів над опорами сприяє замоканню ригеля, внаслідок чого відбувається руйнування захисного шару, оголення та корозія арматури.

Підходи з усіх боків до тротуарів схильні до просідання, що свідчить про відсутність перехідних плит та вимивання ґрунту.

Оцінка технічного стану елементів споруди виконувалася відповідно до класифікації експлуатаційних станів ДСТУ 9181:2022 [2] табл. 4.1. Експлуатаційні стани елементів споруди назначалися в процесі обстеження

кваліфікованими експертами, відповідно до інформаційного додатку А ДСТУ 9181:2022 [2] та загальних методик з оцінювання технічного стану.

Рівень зносу та деградації конструктивних елементів споруди та виявлені дефекти і пошкодження дали підставу класифікувати експлуатаційні стани елементів наступним чином:

– мостове полотно (руйнування асфальтобетонного покриття спостерігається в місцях розташування деформаційних швів, мають дефекти елементи деформаційних швів із частковим або повним випаданням компенсаторів, більшість водовідвідних трубок пошкоджено корозією і не мають решіток, залізобетонні бордюрні блоки мають значні руйнування вздовж тротуарів, тротуари та покриття тротуарів мають значні руйнації, особливо у місцях сполучення із залізобетонною тумбою під опору освітлення та ін.) – обмежено працездатний (Стан 4, відсоток зносу 30%);

– прогонова будова залізобетонна (залізобетонні балки прогонової будови мають дефекти на ділянках вздовж деформаційних швів, що призводить до регулярного замокання торців балок, консолі крайніх балок у місцях їх сполучення із залізобетонними тумбами для опор освітлення мають вертикальні тріщини, на монолітних ділянках об'єднання балок є сліди вилуговування та руйнування захисного шару з оголенням арматури та ін.) – працездатний (Стан 3, відсоток зносу 15%);

– опори (руйнування деформаційних швів над крайніми опорами призводить до постійного забруднення та замокання опор, ригелі середніх опор через руйнування деформаційних швів ригелі піддаються замочуванню, внаслідок чого відбувається руйнування захисного шару, оголення та корозія арматури, старіння гуми гумових опорних частин та ін.) – працездатний (Стан 3, відсоток зносу 15%);

– фундаменти (відхилень геометричних та фізичних параметрів фундаменту не встановлено) – справний (Стан 1);

– підходи (за межами підмостового простору є зарості дерев та чагарників, просідання підходів до тротуарів з усіх боків та ін.) – працездатний (Стан 3, відсоток зносу 15%).

Перевірочні розрахунки виконано відповідно до вимог ДБН В.1.2-15:2009 [4] під дією наступних класів навантажень: $K=15$ (А-15 і НК-100) і $K=11$ (А-11 і НК-80). Початкові навантаження не передбачено розрахунком.

Розрахунок прогонової будови мосту виконано методом скінеченних елементів, з використанням програмного комплексу ПК «Ліра-САПР».

За результатами силового розрахунку, коефіцієнт забезпечення перерізу балок крайніх прольотів для автомобільних навантажень класу $K=15$ становить 0.86 (умова $K15$ не виконується); для автомобільних навантажень класу $K=11$ становить 1.06 (умова $K11$ виконується); для автомобільних навантажень класу НК-100 становить 1.03 (умова НК-100 виконується). Коефіцієнт забезпечення перерізу балок середніх прольотів $K=15$ становить 0.79 (умова $K15$ не виконується); для автомобільних навантажень класу $K=11$ становить 1.01 (умова $K11$ виконується); для автомобільних навантажень класу НК-100 становить 1.027 (умова НК-100 виконується). Дані, отримані в ході розрахунків не дозволяють експлуатацію мосту під навантаження А-15 та дозволяють пропуск навантажень А11, НК-80 та НК-100.

За класифікацією експлуатаційних станів ДСТУ 9181:2022 [2], міст можна характеризувати як обмежено працездатний (Стан 4), тобто:

– має місце часткова невідповідність вимогам проекту з виконанням вимог першої групи граничних станів;

– для нормальної експлуатації споруди необхідно виконати капітальний ремонт з подальшим обмеженням навантаження або реконструкцію зі збільшенням несучої здатності споруди та відповідності щодо сучасних навантажень.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування. Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, Київ, 2009. 43с.
2. ДСТУ 9181:2022. Споруди транспорту. Мости автодорожні. Настанова з оцінювання та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. ДП "УкрНДНЦ", 2023. 32с.
3. Бездрабко В.Б. Аналіз технічного стану мосту через р. Лопань на пробивці узвозу Клочківського в м. Харків: 192 Будівництво та цивільна інженерія. Харків: ХНАДУ, 2025. – 61с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи Київ, Мінрегіонбуд України, 2009. 83с.

МЕТОДИКИ ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТРУБОБЕТОННИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ НЕСНИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

*Северин В.М. ДМ-51-25, Гайворонська Д.В. ДМ-46-22
Науковий керівник: к.т.н, доцент, Синьковська О.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Перші дослідження міцності труобетону були проведені ще у 1932 році Г.П.Передерем. У 1933 році О.О.Гвоздєвим, а розпочинаючи з 40-х років велику програму досліджень труобетону провів В.А. Росновський. Починаючи з 1964 року Л.І. Стороженком [1,2], проводяться широкі дослідження труобетону. В результаті початкових теоретичних і експериментальних досліджень роботи стиснутих в центрі труобетонних конструктивів різними авторами були запропоновані відмінні один від одного формули для визначення руйнівного навантаження (рис.1).

Запропонована В.М. Фоновим і І.Г. Людковським методика розрахунку труобетонних конструктивів по міцності, дозволяє досить точно оцінити несучу здатність трубо бетонна, так для оцінки несучої здатності труобетонну доцільно використовували метод, в основу якого покладено для бетону умова міцності Консідера, для металу умова пластичності Генки-Мізеса:

$$P_{u,d} = P_{bn} A_b + \alpha \sigma_{y,st} A_{st}, \quad \alpha = \sqrt{1 + (K - 1)^2 / 3},$$

де A_b, A_{st} – відповідно площа поперечного перерізу бетону і сталі; $\sigma_{y,st}$ – межа текучості сталі; K – коефіцієнт ефективності обтиску бетону обіймою:

$$K = 4,8D^{-0,18} (0,03\mu^{-0,72} + 1)$$

А.Ф. Мілованов пропонує оцінювати несучу здатність залізобетонної колони, попередньо оцінивши несуче ядро перерізу. Ця оцінка проводиться за емпіричною формулою.

Знаючи, розрахункові опори бетону та сталі, їх коефіцієнти умов роботи, виконують розрахунок несучої здатності колони за формулою

$$N_u = a(R_b \sum \gamma_{bi} A_i + R_s \gamma_s A_s),$$

Граничне навантаження при стисненні визначається як сума зусиль, які сприймаються бетоном і оболонкою:

$$N_u = N_b + N_s,$$

$$N_b = \int_0^R \sigma 2\pi r dr,$$

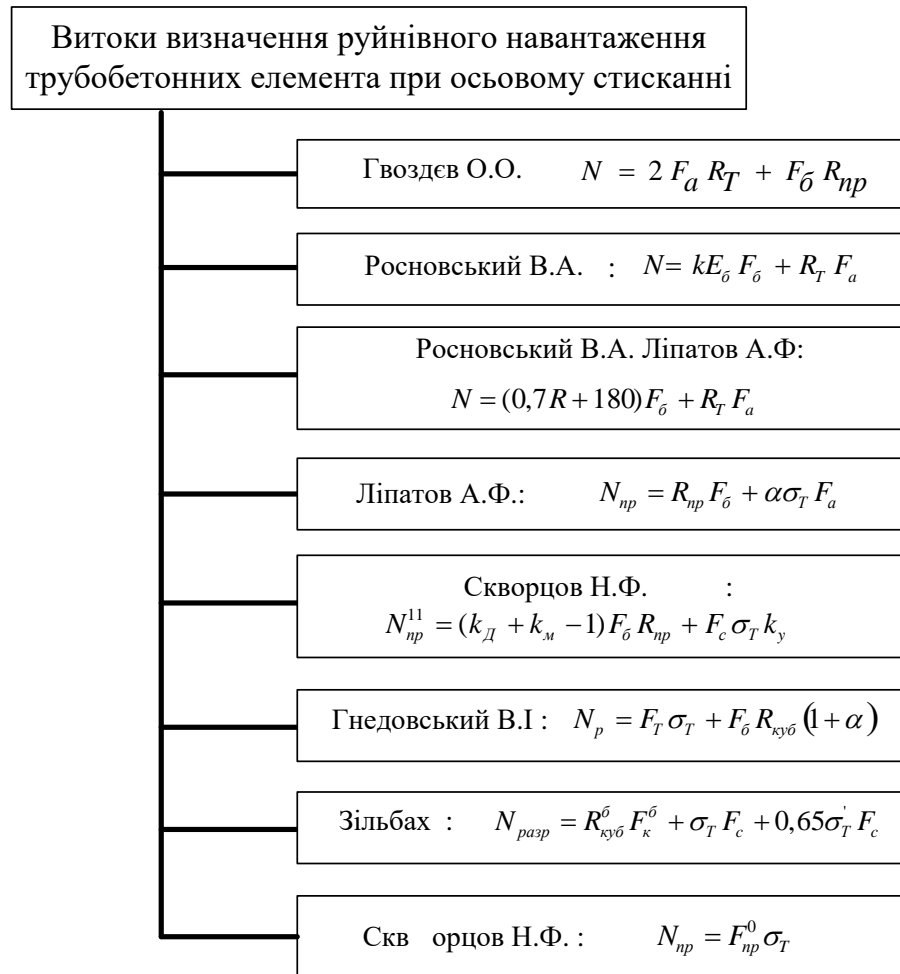


Рисунок 1 – Перші формули визначення руйнівного навантаження:

де F_a, F_c – площа перерізу труби; R_T – напруження, відповідне межі текучості метала; F_{σ} – площа перерізу бетонного ядра; R_{np} – призмova міцність бетону; k – постійний коефіцієнт, отриманий з досвіду; E_{σ} – початковий модуль деформації 1-го роду для бетону; R, R_{κ}^{σ} – кубикова міцність бетону; α – коефіцієнт в межах від 1,40 до 4,65, в залежності від бокової дії стінок труб на бетонне ядро; σ_T – межа текучості труби; k_d и k_m – масштабні коефіцієнти впливу, відповідно довжини і поперечних розмірів (в межах від 1,85 до 3,5), які визначаються за відповідними графіками; k_y – коефіцієнт досвідчений для визначення критичного напруження порожніх товстостінних труб, який дорівнює $k_y = 0,765$ при величині діаметрів труб від 40δ до 100δ ; $\alpha = k \sigma_3 / R_p^H$ – коефіцієнт по

Бергу, визначений дослідницьким шляхом в формулі В.І. Гнедовського; σ_3 – напруження бетону на відрив в граничному стані; σ_T – межа текучості металу повздожж труби; F_{np}^0 – інтегральна площа перерізу елемента, приведена до матеріалу труби.

У роботах Е.Д. Чихладзе та його учнів несуча здатність трубобетонних елементів визначається за формулою:

$$\bar{N} = \sum_{n=1}^{\beta} \bar{\sigma}_{b1n} A_{bn} + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{s1m} A_{sm},$$

де β – число елементів бетонного ядра; γ – число елементів обойми; A_{b1n}, A_{s1m} – відповідно площі поперечного перерізу бетону і сталі.

Несуча здатність при досягненні прийнятого граничного стану визначається В.А. Катаєвим за формулою:

$$N \leq A_s \sigma_{s,z} + A_\epsilon \sigma_{\epsilon,z},$$

де $-\sigma_{s,z}$ и $\sigma_{\epsilon,z}$ – напруження в сталій трубі і бетонному ядрі, яке визначається за формулами:

$$\text{для металевї труби } \sigma_{s,z} = \left[E_s - \frac{2\nu_s (\nu_\epsilon - \nu_s) r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2) d} \right] \epsilon_z;$$

$$\text{для бетону } \sigma_{\epsilon,z} = \left[E'_\epsilon + \frac{2\nu_\epsilon (\nu_\epsilon - \nu_s)}{d} \right] \epsilon_z;$$

$$\text{де } d = \frac{1 + \nu_s}{(r_2^2 - r_1^2) E_s} [r_1^2 (1 - 2\nu_s) + r_2^2] + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)}{E'_\epsilon}.$$

Дослідження сталобетонних колон наведені також в роботах Л.І. Стороженко [1]. Так, для розрахунку трубобетонних елементів при центральному стиску була запропонована формула:

$$N \leq m_{T\sigma} \varphi_{T\sigma} (\beta R_{np} F_\beta + \alpha R_M F_M),$$

де $m_{T\sigma}$ – коефіцієнт умов роботи елемента; $\varphi_{T\sigma}$ – коефіцієнт, що враховує гнучкість; β і α – коефіцієнти ефективності роботи бетону і труби, які визначаються за формулами або таблицями, в залежності від класу бетону і товщини стінки труби.

У роботі Л.К. Лукші наводиться розрахунковий апарат, в якому основним критерієм міцності при осьовому стиску трубобетонних елементів є залежність:

$$N_{se} \leq \sum_i \sigma_i A_i,$$

де N_{se} – поздовжня стискаюча сила в елементі від зовнішнього навантаження; $\sigma_i A_i$ – несуча здатність окремих прошарків поперечного перерізу; $i = 1, 2, 3, \dots$ – номер шару елемента; A_i – площа поперечного перерізу i -го шару; σ_i – міцність матеріалу i -го шару при складному напруженому стані, що залежить від виду матеріалу і його взаємодії з матеріалами інших прошарків.

Несуча спроможність негнучкого двошарового сталобетонного елемента за умови, що бетонне ядро знаходиться в стані трьохосового стиску, визначається Л.К. Лукшею за формулою:

$$N_{sc} \geq (f_c + K\sigma_o)A_c + \sigma_{se}A_{se},$$

залежність для визначення бічного тиску має вигляд:

$$\sigma_o = (f_{ye} + \alpha_c f_c) \left[1 - \beta^{\frac{\xi}{(1+\nu_s)}} \right] / \xi; \quad \alpha_c = E_s / E_c; \quad \beta_s = d_{se} / d_{si},$$

де A_c, A_{se} – площі поперечних перерізів бетонного ядра і зовнішньої сталеві труби; $\xi = \alpha_c (K - 2\nu_c) - 1$; $\nu_s = \nu_c = 0,5$ – значення коефіцієнтів Пуассона бетону і сталі в граничному стані елемента; f_{ye}, f_c – нормативний або розрахунковий опір сталі зовнішньої труби і бетонного ядра; d_{se}, d_{si} – відповідно зовнішній і внутрішній діаметр труби.

Міцність зовнішньої сталеві труби буде:

$$\sigma_{se} = f_{ye} - \sigma_o \beta_{se} / (\beta_{se} - 1),$$

Згідно з єврокоду 4 (частина 2) [3,4] для труб круглого перерізу, заповнених бетоном, підвищення міцності бетону враховується за рахунок його обмеження (укладення в об'єму). За умови, що відносна гнучкість

$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{cr}}$ не перевищує $0,5 < e/d < 0,1$, а коефіцієнт вкладу сталі становить $0,2 \leq \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9$,

e – ексцентриситет навантаження, d – зовнішній діаметр стійки, $N_{pl,Rk}$ – характеристичне значення пластичного опору стисненню, N_{cr} – пружна критична нормальна сила для відповідної форми втрати стійкості; $N_{pl,Rd}$ – опір пластичної деформації при стисканні сталезалізобетонного перерізу; A_a – площа поперечного перерізу сталеві частини; f_{yd} – розрахункове значення умовної межі текучості сталі.

Пластичний опір стисненню визначається з урахуванням вищевикладеного [3] за наступним виразом:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{yd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd},$$

де t – товщина стінки сталеві труби; A_c , A_a – площа поперечного перерізу бетону і арматури; f_{cd} , f_{ck} – розрахункове і характеристичне значення циліндричної міцності бетону на стиск; η_c – коефіцієнт, що стосується обмеження для бетону; f_y , f_{sd} – нормальне і розрахункове значення умовної межі текучості конструкційної сталі.

В той же час згідно з с EN 1994-1-1 [5] без врахування наведеної гнучкості елемента:

$$N = R_b \left(1 + 4,9 \frac{t R_c}{D R_b} \right) A_b + 0,75 R_c A_c,$$

Також дослідження методів розрахунку трубобетонних елементів на дію осьового стискаючого навантаження ведуться закордоном.

«Уніфікований китайський» метод, запропонований китайськими вченими Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li [6] для розрахунку міцності і стійкості трубобетонних елементів. У цьому методі визначаються величини несучої здатності при стисненні трубобетонних елементів за

міцністю N_0 і стійкості $N_{уст}$. Причому цей підхід можна застосувати не тільки до трубобетонних елементів круглого поперечного перерізу, але і до елементів з полігональним перерізом, в тому числі і прямокутним.

Відповідно до цього методу несуча здатність по міцності при осьовому стисненні визначається з виразу:

$$N_0 = (1 + \eta)(f_y A_s + f_c A_{ck}),$$

де: η – коефіцієнт збільшення міцності за рахунок стиснення бетону в трубі, що залежить від кількості граней в трубі n , властивостей матеріалів, а також коефіцієнта суцільності ψ (для випадку не суцільних трубобетонних елементів).

Метод, запропонований Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Chunyan She для розрахунку міцності і стійкості трубобетонних елементів круглого поперечного перерізу [7];

Цей метод можна застосовувати тільки для трубобетонних елементів круглого поперечного перерізу. Порядок його використання наступний:

- визначається межа текучості труб бетонного елемента за формулою :

$$f_{sc} = \left[1 + \frac{\Omega \cdot \xi_{sc}}{\left[2\Omega + 0,05\xi_{sc} \cdot \Omega \left(0,2 \frac{f_{ck}}{f_y} - 0,05 \right) \right] (\Omega + \xi_{sc})} \right],$$

в якій параметр $\Omega = \frac{A_c}{(A_c + A_k)}$ – відношення між площею бетонного сердечника і повною площею трубобетонного елемента. Для суцільного трубобетонного елемента $\Omega = 1$; $\xi_{sc} = \frac{A_s f_s}{A_c f_{ck}}$ – відношення несучої здатності сталі до несучої здатності бетону; f_s і f_{ck} – межа текучості сталі і призмova міцність бетону [62,63]

- визначається граничне навантаження на елемент (несуча здатність за умовою міцності):

$$N_0 = f_{sc} \cdot A_{sc},$$

де A_{sc} – поперечний переріз трубобетонного елемента.

- визначається коефіцієнт поздовжнього згину φ_{sc} із виразу:

$$\varphi_{sc} = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + 0,25\beta \cdot \bar{\lambda}_{sc}^2 + 1 - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + 0,25\beta \cdot \bar{\lambda}_{sc}^2 + 1)^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right]$$

де λ_{sc} – гнучкість трубобетонного елемента; $\beta = \frac{A_s}{A_{sc}}$ – відношення площі поперечного перерізу сталі до загальної площі поперечного перерізу трубобетона.

- визначається граничне стискаюче навантаження на елемент (несуча здатність за умовою стійкості):

$$N_{st} = \varphi_{sc} \cdot f_{sc} \cdot A_{sc} ,$$

Таким чином, ми бачимо значну кількість різноманітних методик по розрахунку трубобетонних циліндричних елементів, що по-перше говорить про актуальність конструкції, а по-друге потребує значних узагальнень та порівняльного аналізу.

ЛІТЕРАТУРА

1. Стороженко Л.І. Міцність та деформації стиснутих трубобетонних елементів при місцевому завантаженні/ Л.І.Стороженко, О.В. Назаров, О.П. Сінельник //Бетон и железобетон в Украине. 2003. №3. С.15-17.
2. Васюта В.Б. Стиснуті трубобетонні елементи із різними типами оболонок та ядра: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Полтава, 2002. 19с.
3. ДБН В.2.6-160: 2010. Конструкції будівель і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2011-09-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 81с.
4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization Part 1: Eurocode No.4: ENV. 1994 - 1-1: 1992. 180р.
5. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings [EN 1994-1-1Eurocode 4]: Eurocode No.4: ENV. 1994 - 1-1: 1992. 188р.

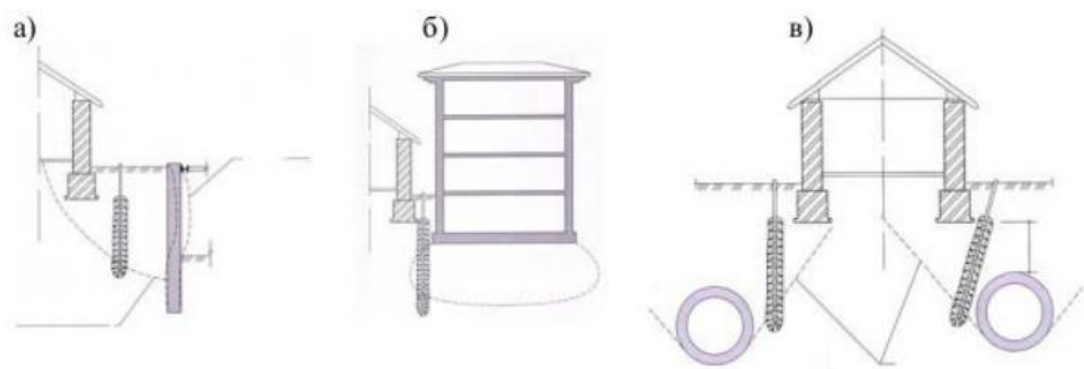
6. A unified formulation for circle and polygon concretefilled steel tube columns under axial compression [Text] / Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li // Engineering Structures.2013. 49. p. 1-10.
7. A unified formulation for hollow and solid concretefilled steel tube columns under axial compression / Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Chunyan She // Engineering Structures. 2010. 32(4). P. 1046 - 1053.

ЗАСТОСУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ КОМПЕНСАЦІЙНОГО НАГНІТАННЯ ДЛЯ ЗАХИСТУ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

*Посохов М.В., Ткаченко Б.В. ДМ-51-25,
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Смолянук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Для боротьби з небезпечними деформаціями в Україні все частіше впроваджують метод компенсаційного нагнітання — технологію, що вже довела свою ефективність за кордоном [1,2]. Це один із найкращих способів убезпечити будинки від впливу підземних робіт. Головний плюс методу — його гнучкість: він допомагає зупинити тривале просідання фундаментів або навіть «підняти» споруду, якщо вона вже опустилася нижче допустимого рівня.

Метод компенсаційного нагнітання передбачає ін'єкцію повільно твердіючого розчину заданої в'язкості, що має мінеральну основу (суспензії), в ґрунти основи споруди, осідання якої слід контролювати або компенсувати (рис. 1).



- а) між фундаментами існуючих будівель і котлованом споруджуваного підземного споруди в умовах щільної міської забудови;
- б) для зниження взаємного впливу будівель;
- в) між фундаментами існуючих будівель і тунелями підземної проходки

Рисунок 1 – Схеми застосування методу компенсаційного нагнітання

Перший етап методу компенсаційного нагнітання – підготовчий. Він передбачає ін'єктування спеціального розчину в ґрунт під спорудою через попередньо встановлені манжетні ін'єктори. Залежно від умов, свердловини можуть розташовуватися горизонтально, вертикально або за довільною траєкторією (при застосуванні технології ГНБ). Головна мета етапу – максимальне заповнення пор та ущільнення ґрунту для формування однорідної «матриці» з ізотропними властивостями. Створення такої структури дозволяє в подальшому ефективно регулювати деформації основи, запобігаючи виникненню тріщин гідророзриву під час нагнітання основної суспензії.

Другим етапом є попередній. На цій стадії у розрахункові зони через манжетні ін'єктори подається суспензія із заданими параметрами об'єму та тиску. Завдяки сформованій раніше «матриці» тиск рівномірно розподіляється під усією площею споруди, створюючи так званий «ефект домкрата». Це забезпечує початковий підйом ґрунту в межах 5–15 мм. Такий процес дозволяє ущільнити основу та сформувати однорідний напружений стан, що надалі дає можливість індивідуально компенсувати осідання в окремих точках під будівлею.

Третій – робочий етап (активна компенсація) розпочинається одночасно із початком підземних робіт (наприклад, проходкою тунелю). Виконується локальне компенсаційне нагнітання, під час якого через кожен індивідуальний ін'єктор подається чітко розрахований об'єм суспензії. Це дозволяє здійснювати керований підйом споруди, що повністю нівелює нерегламентовані осідання ґрунту в режимі реального часу.

Четвертий заключний етап – стабілізація споруди. Нагнітання суспензії триває навіть після завершення будівництва підземного об'єкта. Головна мета – остаточно зафіксувати положення фундаментів. Тривалість цього етапу залежить від часу, необхідного для повної стабілізації напружено-деформованого стану ґрунтової основи під спорудою.

Процес компенсаційного нагнітання реалізується згідно зі спеціалізованою програмою, що координує роботу насосного обладнання на основі даних безперервного планово-висотного моніторингу. Системний аналіз результатів спостережень дозволяє фіксувати найменші зміни у стані конструктивних елементів споруди та оперативно коригувати технологічні параметри нагнітання для забезпечення стабільності об'єкта [3].

Важливою перевагою технології компенсаційного нагнітання є можливість прогнозування з високим ступенем достовірності на всіх етапах виконання робіт розвитку ймовірних деформацій споруди та коригування технологічних параметрів нагнітання.

Одним з найбільш відомих проектів, де застосовувався метод компенсаційного нагнітання, – будівництво станції Вестмінстер у Лондоні. Даним проектом передбачалося компенсувати осадки та крен Башти Єлизавети (Біг-Бен) Вестмінстерського палацу, викликані будівництвом котловану для станції метрополітену глибиною 39 м та проходки тунелів закритим способом (рис. 2). Основою башти є гравілісті піски та лондонські глини, на які передається тиск близько 450 кН/м^3 .

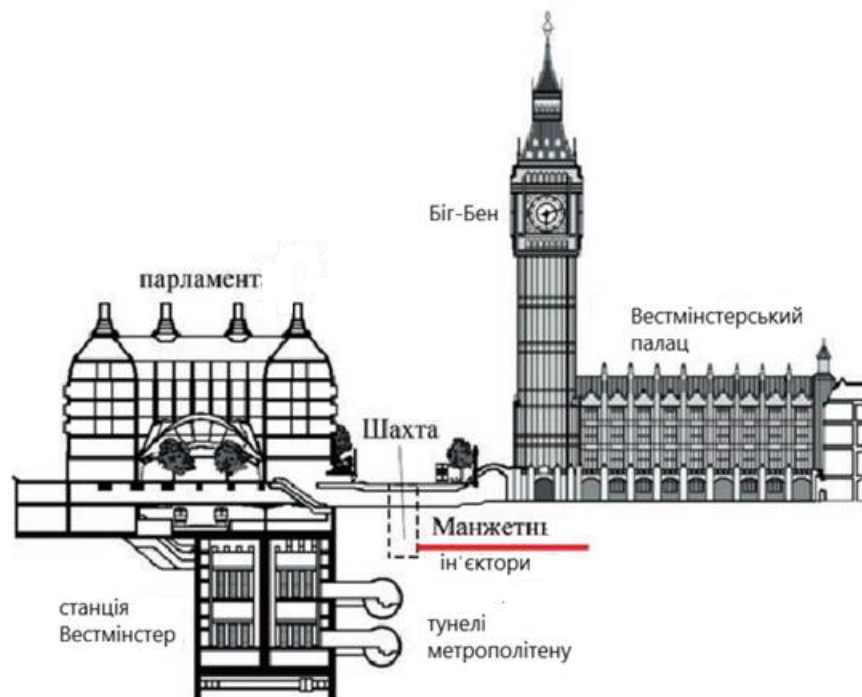


Рисунок 2 – поперечний переріз станції Вестмінстер

Нагнітання велося через сталеві манжетні інжектори, які встановлювалися із спеціально влаштованих для цього шахт. Горизонт нагнітання розташований у товщі лондонських глин, що підстилає вище лежачі гравілісті піски. Таке рішення дозволило не робити попереднє просочення ґрунту, тобто відмовитися від створення "матриці".

Ще одним прикладом застосування цієї технології для усунення наявних осідань, спричинених геологічними процесами в основі, є гідровузол на судноплавній річці Неккар поблизу м. Гессігайм (Німеччина), зведений у 1950–1952 рр [4]. До складу гідровузла входять судноплавний шлюз, водоскидна гребля та руслова будівля ГЕС на правому березі. Основа споруди представлена потужним шаром гравілістических пісків, на які від гідротехнічного об'єкта передавався тиск близько 200 кН/м².

У процесі будівництва у 1951 році будівля ГЕС зазнала осідання від 70 до 170 мм, причому середня швидкість деформації становила близько 10 мм за 40 днів. Варто зазначити, що проєктна документація не регламентувала допустимі межі деформацій для цієї споруди. Додаткове глибоке буріння виявило під шаром гравілістических пісків аргіліти, під якими залягав гіпс із прошарками мулу та глин різної консистенції. На думку фахівців, осідання спричинило руйнування карстових порожнин, що утворилися внаслідок вилуговування гіпсу.

Пріоритетним завданням для стабільної роботи турбін стало відновлення проєктного висотного положення будівлі. Проблему вирішили шляхом двоетапного нагнітання розчинів: спочатку споруду вирівняли, а потім забезпечили її рівномірний підйом до заданих відміток. Ін'єктування здійснювали через свердловини, пробурені безпосередньо з приміщень ГЕС. Загалом було використано майже 900 т цементу: 300 т – на заповнення порожнеч, близько 500 т – на ущільнення (обтиснення) масиву (переважно за рахунок стиснення мулу та глини), і лише 100–150 т безпосередньо для будівельного підйому конструкції.

Технологія компенсаційного нагнітання є одним із найефективніших інструментів сучасної геотехніки для захисту міської забудови. Її головна особливість полягає в можливості активного керування положенням будівлі за допомогою «ефекту домкрата», що створюється всередині ґрунтового масиву. Завдяки високій точності, що забезпечується безперервним моніторингом, та можливості поетапної стабілізації об'єктів, метод компенсаційного нагнітання можна рекомендувати як пріоритетний для застосування в умовах глибокого підземного будівництва та реконструкції аварійних споруд в Україні.

ЛІТЕРАТУРА

1. О. М. Пшінько, А. В. Радкевич, М. І. Нетеса, А. М. Нетеса Т38 Технологія спеціальних робіт: навчальний посібник – Дніпро: Журфонд, 2020. – 432 с.
2. Пługін, А.А. Відновлення експлуатаційних властивостей основ, фундаментів, заглиблених і підземних споруд / А. А. Пługін, Л. В. Трикоз. – Харків: УкрДАЗТ, 2005. – 141 с.
3. Knitsch H. Visualization of relevant data for compensation grouting // Tunnel. 2008. No. 3. Pp. 38-45.
4. Telford T. Sprayed concrete linings (NATM) for tunnels in soft ground. London, 2004. Pp. 10-12

СУЧАСНІ СВІТОВІ ТЕНДЕНЦІЇ КОНСТРУКТИВНО- ПЛАНУВАЛЬНИХ РІШЕНЬ ТРАНСПОРТНИХ ПЕРЕСАДНИХ ВУЗЛІВ

*Шнурко Д.О., Поликов В.А. ДМ-46-22,
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Смолянук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Розвиток транспортної мережі – ключовий фактор соціально-економічної політики міста. Від надійності пасажирського сполучення (наземного, підземного та приміського) залежить стабільна робота всіх міських інституцій та комфорт населення [1].

Вибір виду транспорту пасажиром базується на трьох пріоритетах:

- вартість поїздки;
- час (включаючи очікування та пересадки);
- комфорт.

Через урбанізацію та зростання пасажиропотоків виникає гостра потреба в модернізації примісько-міського сполучення. Попри норматив у 40–50 хвилин на поїздку до роботи, реальні витрати часу в мегаполісах зазвичай значно перевищують ці показники (рис. 1).

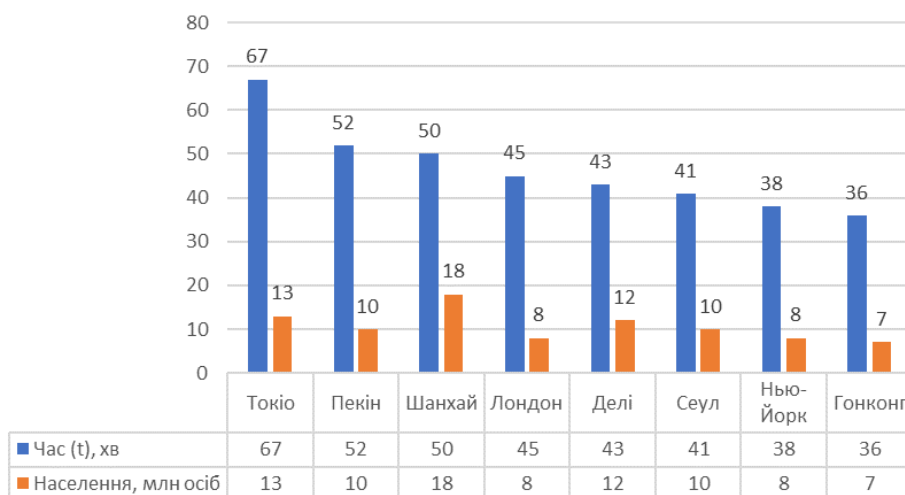
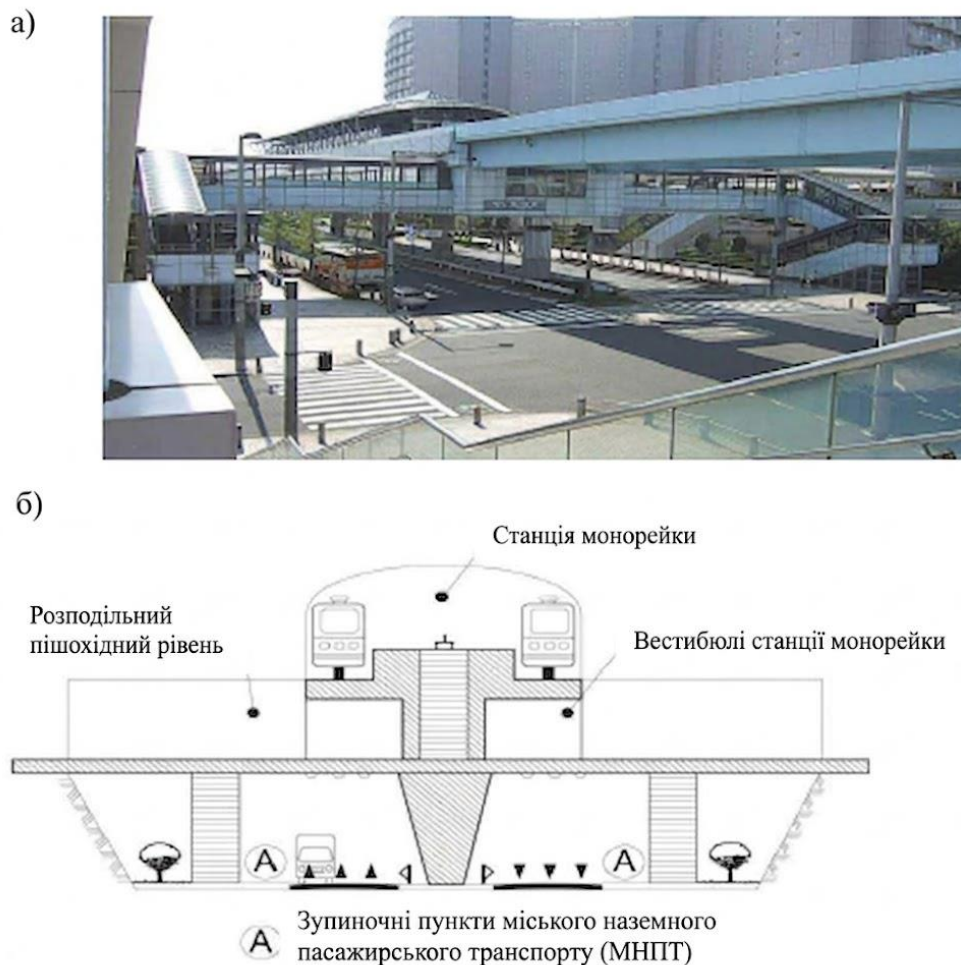


Рисунок 1 – Середній час поїздки в одну сторону та чисельність населення деяких мегаполісів світу

Єдність транспортно-пересадного вузла та багатофункціонального центру досягається завдяки розподільчій платформі (конкорсу), розташованій над землею. Вона з'єднує західну та східну частини вузла й забезпечує доступ до основних транспортних систем. Планувальне рішення вузла пересадки пасажирів з одного виду транспорту на інший у вигляді ТПК з розподільчим рівнем, розташованим у надземному чи підземному просторі – основне планувальне рішення характерне великих ТПВ різних типів Японії.

ТПВ локального значення (третій тип) цікаві компактністю планувальної організації, що досягається за рахунок багаторівневого рішення (наприклад, ТПВ «Одайбо»), загальний вигляд та поперечний профіль якого наведено малюнку 3.



а) загальний вид; б) поперечний профіль

Рисунок 3 – ТПВ «Одайбо»

ТПВ «Одайбо» – це трирівневий комплекс, де за рахунок вертикального розділення потоків забезпечується зручна пересадка між монорейкою, наземним транспортом та пішохідними зв'язками з прилеглими діловими й рекреаційними зонами.

Пішохідний зв'язок з муніципальним паркінгом здійснюється через наземний рівень. Маючи компактні розміри, вузол включає повний комплекс пристроїв, що забезпечують комфортне його використання всіма групами пасажирів та відвідувачів. У ТПВ повністю реалізовано концепцію "простір без бар'єрів", що дозволяє пасажирів з обмеженими можливостями вільно пересуватися по всіх рівнях.

Взагалі розвиток ТПВ у багаторівневій транспортно-пересадні комплекси (ТПК) практикувався ще на початку 20 століття. Прикладом такого ТПК є Великий Центральний вокзал Нью-Йорка, а також формування мережі ТПУ в Німеччині, яке дозволило вирішити низку завдань з розвантаження міських транспортних магістралей, вивільнення міських площ, зайнятих транспортними спорудами та комунікаціями. Спорудження та введення в експлуатацію (2006 р.) нового Центрального залізничного вокзалу в Берліні (Hauptbahnhof) (рис.4) та оригінальні рішення для формування на його базі ТПК дозволило суттєво підвищити якість транспортного та комплексного обслуговування пасажирів та відвідувачів.

Центральний вокзал Берліна – це п'ятирівневий транспортно-пересадковий вузол, що об'єднує перетин магістралей «північ-південь» (підземний ярус) та «захід-схід» (надземна естакада), обслуговуючи понад 350 тис. пасажирів щодня.

Ключові характеристики комплексу:

- багатофункціональність: із 100 тис. м² площі понад третину займають магазини, ресторани та офіси, що перетворює вокзал на потужний бізнес-центр;

- логістика: 1-й та 5-й яруси призначені для поїздів; 2-й та 4-й – для сервісу та квиткових кас; 3-й – основний розподільчий рівень, поєднаний із привокзальними площами для автобусів і таксі;
- вертикальна інтеграція: усі рівні зв'язані ліфтами та ескалаторами, адаптованими до напрямку основних пасажиропотоків та потреб маломобільних груп;
- відсутність залів очікування: класичні зали займають лише 1% площі, оскільки висока інтенсивність руху поїздів (такт 1–2 години) та розвинена торговельна інфраструктура роблять тривале очікування непотрібним.



Рисунок 4 – ТПУ на базі Центрального вокзалу Берліна

Необхідно також відмітити тенденцію створення ТПК на базі залізничних вокзальних комплексів, які пов'язують їх із залізницею та з ТПУ аеропортів. Аеропорти Німеччини з'єднані, як правило, з мережею міських залізниць (S-Bahn), але в окремих випадках є вихід на залізничну мережу регіонального сполучення.

Особливе місце у світовій практиці посідає трансформація лондонського вокзалу Сент-Панкрас. Завдяки будівництву високошвидкісної залізничної магістралі, що з'єднує Велику Британію з континентальною Європою через Євротунель, об'єкт перетворився на потужний міжнародний хаб, який приймає поїзди з Парижа та Брюсселя. Реконструкція перетворила історичну будівлю та прилеглі території на сучасний транспортно-пересадковий комплекс (ТПК). Тут розміщені ресторани, магазини, фермерський ринок та розкішний п'ятизірковий готель. Вузол забезпечує зручний зв'язок між міжнародними лініями, шістьма лініями лондонського метрополітену та сусіднім залізничним вокзалом Кінгз-Кросс. Формування такого ТПК стало потужним стимулом для активного розвитку та ревіталізації всієї прилеглої міської території. Створення умов для швидкої та комфортної пересадки між різними видами транспорту в поєднанні з розвиненим сервісом робить цей комплекс надзвичайно привабливим як для пасажирів, так і для інвесторів.

Особливості формування ТПУ, їх структурно-планувальних рішень у інших країнах представлені у таблиці 1.

Аналіз розвитку ТПУ Великобританії, Німеччини, США, Франції, Японії та ряду інших країн, дозволив зробити висновок про загальні тенденції у їх розвитку, до яких можна віднести:

- створення багатофункціональних ТПУ, що координують роботу систем транспортних коридорів та забезпечують взаємодію різних видів транспорту всіх його територіальних рівнях;
- інтеграція залізничного транспорту із системами швидкісних видів позавуличного міського транспорту (метрополітен, швидкісний трамвай тощо) за рахунок розміщення їх вестибюлів у межах ТПУ;

Таблиця 1 – Особливості конструктивно-планувальних рішень ТПУ світу

Місцезнаходження ТПУ	Характерні особливості планувального рішення ТПУ
Монреаль (Канада)	ТПК з торговельними, громадськими та транспортними спорудами загальною площею 80 га. Включає: 2 залізничні лінії, 3 лінії метро, 3 універмаги, 4 готелі, 5 адміністративних будівель, 8 кінотеатрів, 30 ресторанів. Автостоянки на 9000 місць. Торговельно-пішохідні переходи та зали загальною довжиною 9,6 км, що сполучені з підземними паркінгами, станціями метро та двома центральними залізничними вокзалами.
Dhoby Ghaut (Сінгапур)	Найглибший (28 м) підземний ТПУ з п'ятьма рівнями.
Сеул (Південна Корея)	До складу ТПК входить аеропорт, 2 швидкісні та 2 звичайні залізничні лінії, стоянка для таксі, автовокзал, а також паркінг на 5000 машино-місць.
Кембридж (США)	ТПУ, що включає кінцеву станцію метрополітену, вокзал для міжміських автобусних маршрутів та чотирирівневий паркінг.
Пекін (Китай)	До складу ТПК входить аеропорт, паркінг, 2 автомагістралі, станція швидкісної залізниці.
Брюссель (Бельгія)	ТПК, що об'єднує залізничний вокзал та автовокзал, стоянки таксі, велосипедні парковки, зупинки трамваїв, підземні автостоянки на 2500 машино-місць, а також офіси, готель та розвинену громадську зону.
Страсбург (Франція)	ТПУ на перетині мережі головних національних залізничних ліній, регіональної залізничної мережі та ряду міських транспортних систем. Лінії пасажирського МНТ розміщені на надземному (автобус) та підземному (трамвай) рівнях.

- зростання функціональності існуючих ТПУ, які забезпечують пасажирів необхідним комплексом транспортних послуг із перспективою збільшення обсягів сервісних бізнес-послуг;
- залучення ТПУ до проектів комплексного розвитку територій міста в зоні їхнього впливу;
- реконструкція та розвиток ТПУ у вертикальній та горизонтальній площинах з перетворенням їх на багатофункціональні ТПК з формуванням надземних та підземних пішохідних переходів та галерей, що входять до його складу, що з'єднують основні пункти тяжіння пасажиропотоків;
- зміна параметрів основних елементів пасажирської інфраструктури ТПУ (розміщення автоматів з продажу квитків, будівництво оглядових зон тощо);

- оптимізація організації комерційної діяльності за рахунок правильної організації функціонального простору ТПУ;
- створення «безбар'єрного» середовища для маломобільних груп населення.

ЛІТЕРАТУРА

5. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. [Чинний від 2019-12-01]. Київ: Мінрегіон України, 2019. 186 с. (Державні будівельні норми України).
6. Далека М. М. Транспортні вузли та системи : навч. посіб. /М. М. Далека, О.О. Куш, О.В. Рославцев. Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2016. 215 с.
7. The Evolution of Railway Stations in Japan :[Електронний ресурс]/Japan Railway & Transport Review. 2021. Режим доступу: <https://www.ejrcf.or.jp/jrtr/> (Дата звернення: 03.04.2026).
8. Architectural concept of the Berlin Hauptbahnhof / Meinhard von Gerkan. Berlin: Jovis Verlag, 2006. 160 p. (Монографія архітектора центрального вокзалу Берліна).
9. Integration of High-Speed Rail with Public Transport in Europe/European Commission, Directorate-General for Mobility and Transport. – Brussels: EU Publications, 2020. 98 p.

НОВІ ВИДИ ЗБІРНИХ ТУНЕЛЬНИХ ОПРАВ

*Паламарчук С.В., Пилипенко Д.В., Пособілов О.М. ДМ-51-25,
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Смолянчук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

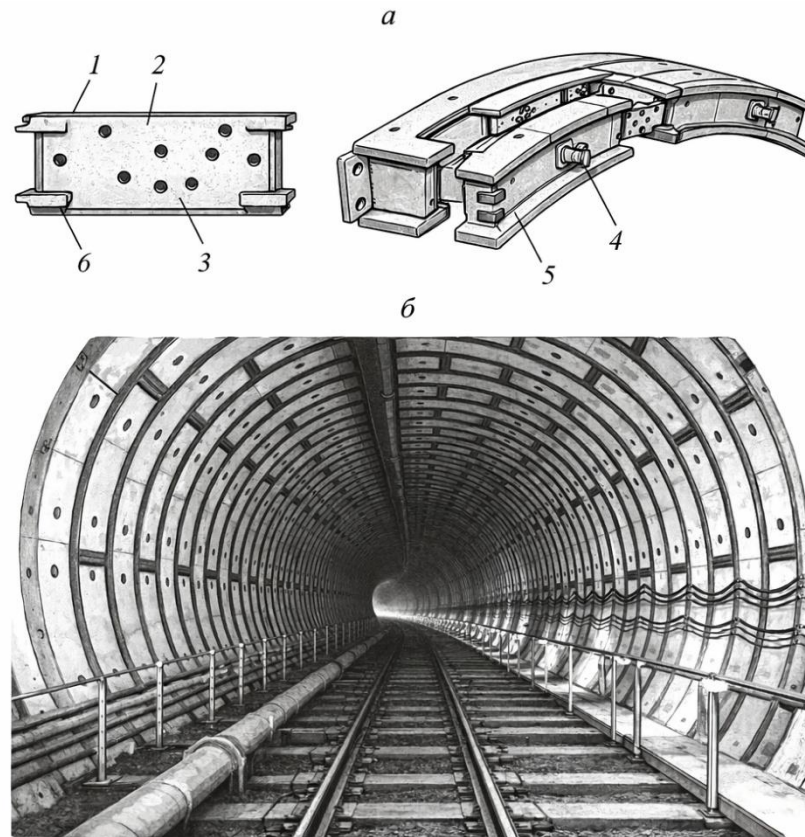
З метою підвищення ефективності будівництва тунелів ведеться постійний пошук нових видів збірних оправ. Оскільки більшість тунелів продовжує будуватися із застосуванням герметичних щитових машин, основна увага приділяється вдосконаленню круглих збірних конструкцій та створенню оправ некруглого перерізу. Останнє стало можливим завдяки успішному вирішенню проблеми механізованої проходки тунелів практично будь-якого профілю.

Існуючі конструкції збірних круглих оправ забезпечують отримання практично водонепроникної та міцної тунельної споруди при щитовій проходці [1]. Однак темпи будівництва у зв'язку із застосуванням болтових з'єднань при монтажі оправ є недостатніми, що, своєю чергою, не дозволяє знижувати вартість будівництва. Тому зараз існує світова тенденція створення насамперед швидкокомтованих збірних оправ. Розглянемо деякі з них.

1. Композитні оправы (сталезалізобетонні та сталобетонні). Використання сталевих каркасів або футляра разом із бетоном дозволяє знизити товщину сегмента на 5-7% порівняно зі звичайним залізобетоном і відмовитися від внутрішнього оздоблення.

Сталезалізобетонна оправа складається зі сталевих футлярів з ребрами жорсткості, арматури та бетону. З'єднання сегментів у кільці та між кільцями здійснюється безболтовим способом за допомогою системи виступів круглого перерізу та відповідних отворів (пазів) на гранях.

Сталобетонна оправа (рис. 1) має сталевий каркас, закритий зовні листовою оболонкою. Внутрішні поверхні покриваються захисною смолою. Монтаж базується на фігурних виступах і прорізах, що забезпечує високу точність та можливість автоматизації.



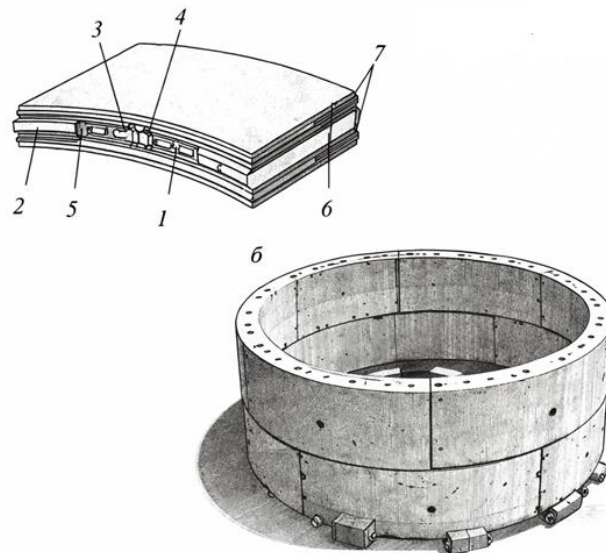
а – конструкція сегмента; б – оправа побудованого тунелю

Рисунок 1 – Сталобетонна тунельна оправа

2. Залізобетонна оправа з сегментами, що замикаються (рис.2), розроблена для водовідвідних тунелів, що піддаються затопленню. Така оправа витримує як зовнішній тиск ґрунту, так і внутрішній тиск води. Спеціальна геометрія пазів і виступів з контактними подушками забезпечує надійне зчеплення суміжних кілець, а подвійний ряд ущільнювачів гарантує повну герметичність.

3. Спеціальні безболтові системи [2, 3].

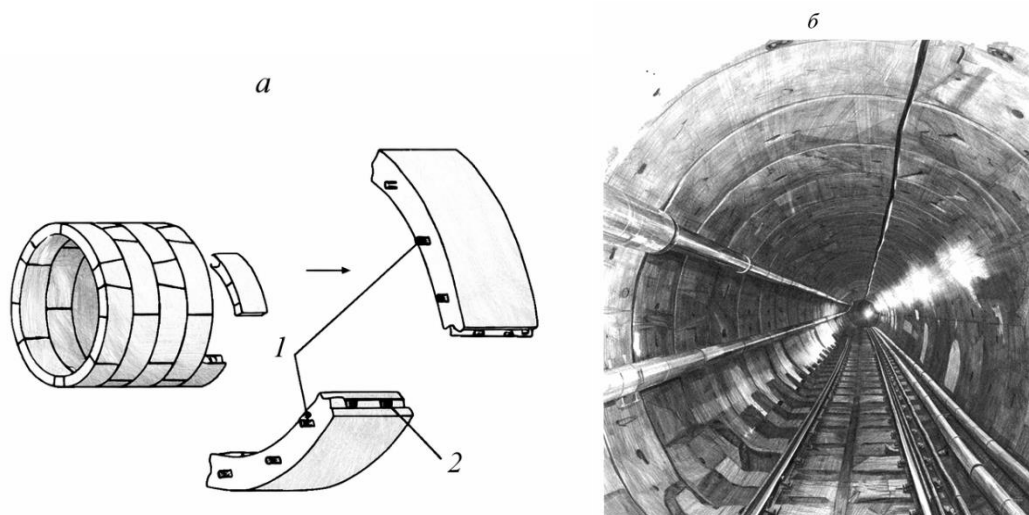
Оправа з конусними об'єднуючими головками (рис.3): сегменти мають конусні з'єднувальні елементи, які при насуванні чергового кільця просто входять у втулки попереднього. Це ідеальне рішення для повної автоматизації монтажу щитовим еректором.



1 – паз; 2 – виступ; 3 – контактні подушки; 4 – поперечні смуги;
5 – похилі поперечні площини виступів, 6 – зкошені виступо-пази на поздовжніх гранях
сегментів; 7 – ущільнювачі

Рисунок 2 – Залізобетонна тунельна оправа з сегментами, що замикаються

Попередньо напружена оправа: після збирання кільця в ньому натягуються сталеві троси, закладені в спеціальні оболонки всередині сегментів. Це підвищує жорсткість конструкції, виключає появу тріщин і дозволяє оправі витримувати значні внутрішні навантаження.



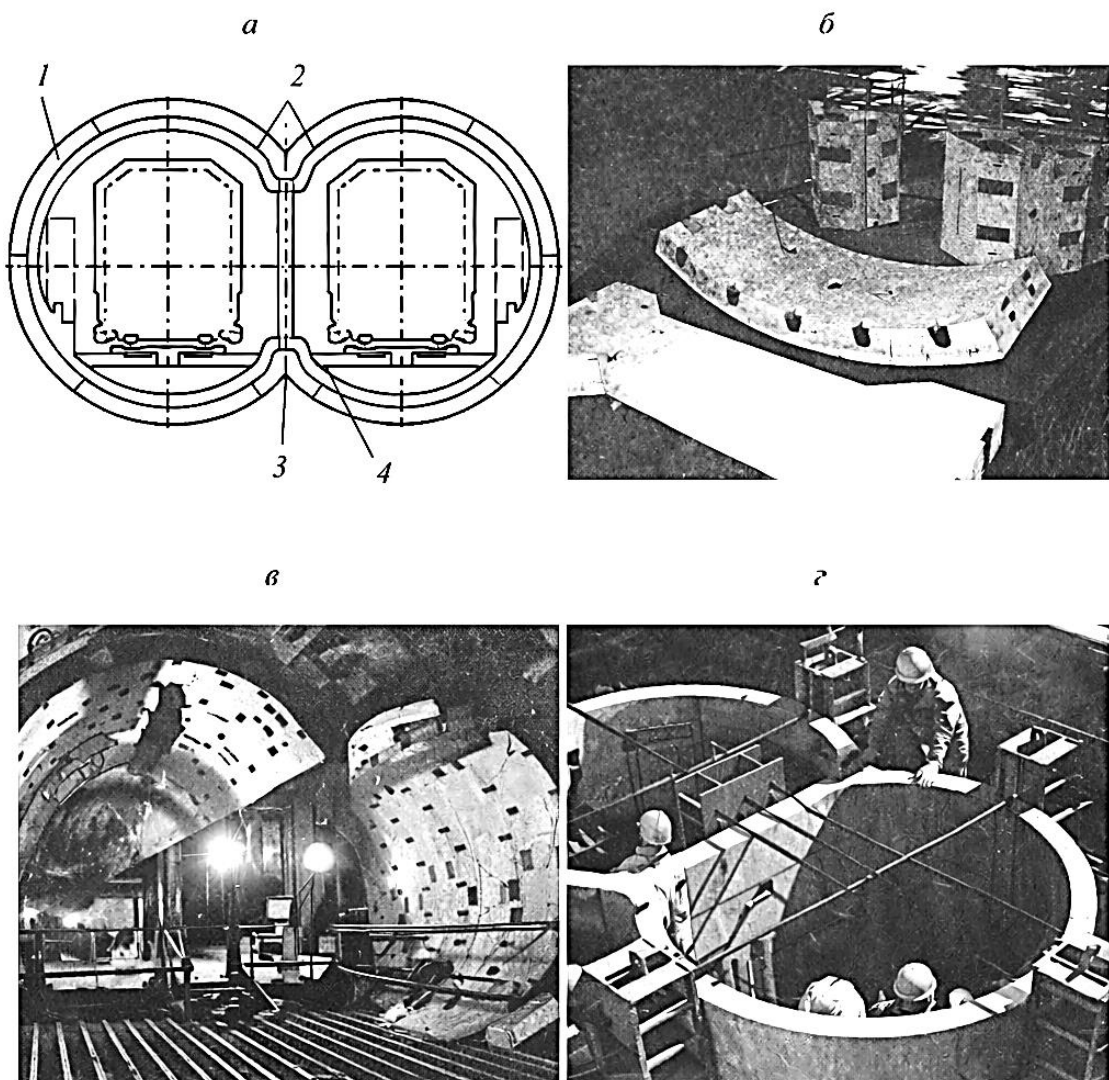
а – конструкція сегментів оправи і схема їх монтажу; 2 – вид на змонтовану оправу з
тунелю, який пройшли

Рисунок 3 – Залізобетонна оправа з конусними об'єднуючими головками

4. Сотова (стілєникова) оправа монтується з однакових шестикутних сегментів. Хоча тут використовуються довгі болти, сама форма «сот» спрощує позиціонування сегментів і сприяє автоматизації процесу збірки.

5. Оправи некруглого та складного перерізу [4]. Сучасні щитові машини дозволяють споруджувати тунелі складних конфігурацій, що вимагає особливих конструктивних рішень для їх кріплення.

- Двоочкова оправа (рис. 4) складається з восьми кругових сегментів, двох V-подібних елементів та центральної колони. У сейсмічних зонах колони виготовляють із ковкої сталі або чавуну.



а – поперечний переріз тунелю; б – характерні елементи оправи; в – початкова ділянка тунелю; г – випробування оправи

Рисунок 4 – Збірна тунельна оправа двохочкового перерізу

- Тричочкова оправа використовується переважно для широких станцій метрополітену. Конструкція включає тимчасові стійки, які після завершення проходки замінюються на постійні потужні колони, а вузли з'єднання додатково армуються.
- Чотирьохчочкова оправа поєднує дві незамкнуті кругові секції через центральні крилоподібні сегменти та поздовжні балки жорсткості.
- Прямокутні та овальні оправи:
 - горизонтально-прямокутна оправа вперше застосована у 2002–2003 рр. (ширина 9,9 м, висота 6,5 м), включає сталеві тубінги та вертикальні колонні елементи;
 - вертикально-овальна оправа (рис. 5) має прямі бічні грані, розділена на два відсіки горизонтальними розпірними балками; верхній відсік використовується для доставки матеріалів, нижній – для вивозу ґрунту;
 - горизонтально-овальна оправа розроблена для щитів з багатоосним роторним органом; для стабілізації конструкції та зменшення згинальних моментів у кожному кільці встановлюються спеціальні металеві стяжки.



Рисунок 5 – Верхній відсік тунелю з оправою вертикально-овального перерізу з прямими гранями

Підсумовуючи вищесказане, можна зробити висновок, що застосування нових типів оправ – від сталобетонних композитів до багатоочкових систем – дозволяє оптимізувати внутрішній простір тунелів і суттєво прискорити будівництво. Відмова від традиційних болтових з'єднань на користь самофіксуючих конусних та пазових систем є ключовим вектором розвитку сучасної підземної інженерії.

ЛІТЕРАТУРА

- 10.ДБН В.2.3-7:2010. Споруди транспорту. Метрополітени. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 154 с.
- 11.DAUB (Deutscher Ausschuss für Untergrundbahnen). Recommendations for the Design, Production and Installation of Segmental Rings. Cologne : DAUB, 2013. 68 p. URL: <https://www.daub-ita.de/en/publikationen/empfehlungen/>
- 12.ITA Working Group No. 2. Guidelines for the Design of Segmental Tunnel Linings. International Tunnelling and Underground Space Association, 2019. 115 p. URL: <https://about.ita-aites.org/publications/wg-publications/content/7-working-group-2-research>
- 13.Guglielmetti V., Mahtab A., Xu S. Design and Construction of Tunnels: Analysis of Case Histories. CRC Press, 2007. 388 p.

ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ В ПАРКІНГАХ

*Васильєв Д.О., Волобуєв М.І. ДМ-41-22,
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ Смолянюк Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Облаштування багаторівневих надземних паркінгів є стратегічним завданням для розвитку українських міст у контексті євроінтеграційних процесів. Враховуючи, що у великих містах зосереджено 45% міського населення, дефіцит машино-місць створює критичне навантаження на транспортні мережі та екологію. Виходом є впровадження архітектурних рішень, що поєднують доступність, енергоефективність та багатофункціональність.

Доведено, що зведення багатоповерхових надземних паркінгів є найбільш економічно ефективним рішенням порівняно з підземними чи площинними аналогами [1]. Зокрема, рампові конструкції вирізняються низькими експлуатаційними витратами та можливістю будівництва у складних геологічних умовах. Для підвищення рентабельності доцільно проектувати багатофункціональні комплекси, що поєднують паркування з адміністративними та торговельними зонами, забезпечуючи при цьому інклюзивність (рис.1). Оскільки рівень забезпеченості машино-місцями в Україні становить лише 30%, модернізацію інфраструктури слід розпочати з найбільших міст із найвищим рівнем автомобілізації. Дослідження підтверджують, що багатоповерхові автостоянки є найбільш економічно виправданим рішенням, оскільки вони забезпечують максимальну щільність машино-місць на обмеженій площі забудови.

Світовий досвід підтверджує, що поєднання сталевих настилів та сталезалізобетонних балок є найбільш раціональною конструктивною схемою [2]. У країнах Західної Європи, США та Азії ця технологія стала ключовим фактором підвищення конкурентності металевих каркасів. Завдяки меншій

вартості життєвого циклу та екологічності, сталезалізобетонні перекриття переважають традиційний монолітний залізобетон. Особливо ефективними сталезалізобетонні перекриття є для багатоповерхових паркінгів. Переваги таких конструкцій наступні:

1. Висока швидкість монтажу: металева основа одночасно виконує роль каркаса, арматури та незнімної опалубки (профнастилу), що радикально спрощує бетонні роботи та влаштування прорізів.



Рисунок 1 – Приклади сталезалізобетонних багатоповерхових паркінгів відкритого типу

2. Зниження матеріаломісткості каркаса: завдяки спільній роботі сталевих профілів із бетоном досягається раціональний розподіл зусиль у перерізах. Загальна маса перекриття зменшується на 30–50%, що мінімізує навантаження на каркас та фундаменти.

3. Великі прольоти при невеликих габаритах: завдяки вищій жорсткості та несучій здатності композитних балок стає можливим суттєве зменшення їхніх габаритів порівняно з некомпозитними аналогами.
4. Стійкість каркасу: належне анкерування сталезалізобетонних перекриттів дозволяє їм функціонувати як жорсткі горизонтальні диски. Плита перебирає на себе роль горизонтальних в'язей. Відмова від в'язевих елементів знижує металоємність на 3–7% та суттєво зменшує трудомісткість монтажу. Сталевий або сталезалізобетонний каркас із композитними перекриттями є легкою і багатов'язною конструкцією із застосуванням пластичних матеріалів, що визначає його підвищену стійкість до сейсмічних дій, нерівномірних осідань і аварійних ситуацій.
5. Підвищена вогнестійкість: бетонна плита зменшує площу поверхні профілю, що піддається нагріванню, оскільки частина сталевих поверхонь стає закритою. Згідно з [3], для балок, що межують із бетонною плитою, застосовуються підвищувальні коефіцієнти (0,7 для незахищених та 0,85 для захищених перерізів), що збільшує їхню розрахункову вогнестійкість та критичну температуру.
6. Зниження транспортних витрат: завдяки високому співвідношенню «міцність-вага» сталі, збільшення її частки в конструкції пропорційно зменшує загальну масу та об'єм матеріалів, що постачаються на об'єкт.
7. Екологічність, легкість повторного використання та реконструкції: сталь вирізняється надзвичайною технологічністю та відповідає принципам сталого розвитку: до 98% сталевих елементів підлягають повторному використанню або вторинній переробці.
8. Простота розводки інженерних мереж: для сталезалізобетонних перекриттів розроблено низку уніфікованих схем інтеграції комунікацій у структуру перекриття (рис. 2), що сприяє оптимізації міжстельового простору.

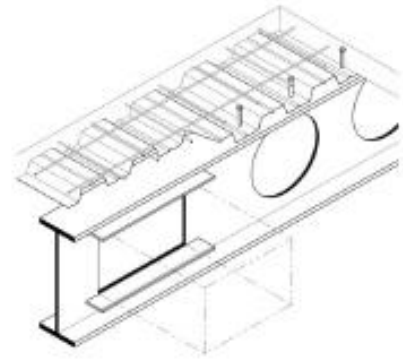


Рисунок 2 – Пропуск комунікацій через композитне перекриття з перфорованими балками

Основна ефективність застосування сталезалізобетонних балок – досягається за рахунок підвищення несучої здатності сталеві балки шляхом включення в роботу залізобетонної плити у верхній, стиснутій частині перерізу. Це означає, що чим більше площа залізобетонної плити, яка спільно працює зі сталеві балкою, тим вище несуча здатність сталезалізобетонної конструкції.

ЛІТЕРАТУРА

14. А.С. Білик, В.В. Куцевич, С.С. Кисіль К.В. Калафат. Принципи архітектурно-планувальної організації багатопверхових автостоянок: посібник. – К.: КНУТД, КНУБА УЦСБ, 2019, 184 с.
15. А. Білик, Е. Ковалевська, С. Бондарчук. Ефективні сталеві рішення для будівництва паркінгу в мегаполісі. – К.: УЦСБ, 2016.
16. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT).

Секція
«Хімія та хімічні технології»

КОРОЗІЙНІ ПРОЦЕСИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТОВИХ СПОРУД

Романюк А.Д. ДХ-41-22

*Науковий керівник: д.т.н., проф. каф. ХХТ Ненастіна Т.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Мостові споруди [1] є невід'ємною складовою транспортної інфраструктури будь-якої країни, забезпечуючи при цьому безперервність автомобільного та залізничного сполучення, розвиток економіки та мобільність населення. Надійність і довговічність мостів безпосередньо впливають на безпеку дорожнього руху, ефективність логістичних процесів і загальний технічний стан транспортної мережі.

У сучасному мостобудуванні широко використовується залізобетон, який поєднує міцність бетону та здатність сталевій арматури витримувати розтяг. Завдяки цьому такі конструкції є міцними, довговічними та відносно економічними. Проте під час експлуатації вони зазнають впливу постійного контакту з атмосферними опадами, водою, агресивними газами, а також протижелезними реагентами, які найчастіше містять в своєму складі хлориди [2]. Крім того, конструкції зазнають значних змін температури, циклів заморожування та відтавання, а також динамічних навантажень від транспорту. Усі ці фактори створюють сприятливі умови для розвитку корозійних процесів як у бетоні, так і в сталевій арматурі.

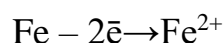
Корозія залізобетонних конструкцій є складним багатофакторним процесом, що включає фізичні, хімічні та електрохімічні явища. Вона призводить до поступового руйнування структури бетону, втрати захисних властивостей матеріалу та активізації корозії арматури. Наслідком цього є утворення тріщин, відшарування захисного шару, зменшення несучої здатності конструкцій і, в окремих випадках, виникнення аварійних ситуацій.

Актуальність дослідження корозійних процесів у залізобетонних мостових спорудах зумовлена значною кількістю існуючих мостів, які

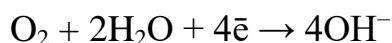
експлуатуються понад нормативний термін служби та потребують обстеження, ремонту або реконструкції. Недостатня увага до проблеми корозії може призвести до значних економічних втрат і загрози безпеці користувачів транспортної інфраструктури.

Метою даної роботи є аналіз основних видів корозійних процесів у залізобетонних конструкціях мостів, дослідження причин їх виникнення, оцінка впливу на технічний стан споруд, а також розгляд сучасних методів захисту та підвищення довговічності конструкцій.

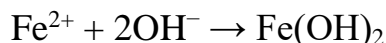
Залізобетон – композиційний матеріал, який за нормальних умов має лужне середовище ($\text{pH} \approx 12\text{--}13$), що створює пасивний захисний шар на поверхні сталі, що захищає арматуру від корозії. Однак під впливом зовнішніх факторів цей захисний шар руйнується, і сталь починає окислюватися. Основна електрохімічна реакція корозії сталі:



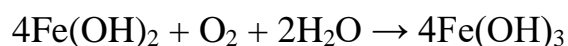
Це анодна реакція. Одночасно відбувається катодна реакція:



У результаті утворюється іржа (гідроксид заліза):



Згодом вона перетворюється на:



Розглянемо основні види корозії.

1. Карбонатна корозія є одним із найпоширеніших видів руйнування залізобетонних конструкцій, особливо в умовах атмосферного впливу. Вона пов'язана з проникненням вуглекислого газу (CO_2) з повітря в пористу структуру бетону та його хімічною взаємодією з компонентами цементного каменю (рис.1). У процесі карбонізації рівень pH бетону знижується з приблизно 12–13 до значень близько 8–9. Це є критичним, оскільки при зниженні pH руйнується пасивна оксидна плівка на поверхні сталі, яка в нормальних умовах захищає арматуру від корозії. Після втрати пасивації

починається електрохімічна корозія сталі, що супроводжується утворенням іржі, збільшенням її об'єму та виникненням внутрішніх напружень у бетоні.

Особливістю карбонатної корозії є її поступовий характер: вона починається з поверхні конструкції та повільно просувається вглиб. Швидкість процесу залежить від вологості, пористості бетону, вмісту CO_2 у повітрі та якості захисного шару. Найбільш небезпечними є умови середньої вологості (приблизно 50–70%), коли одночасно забезпечується і проникнення газу, і наявність води для реакції.

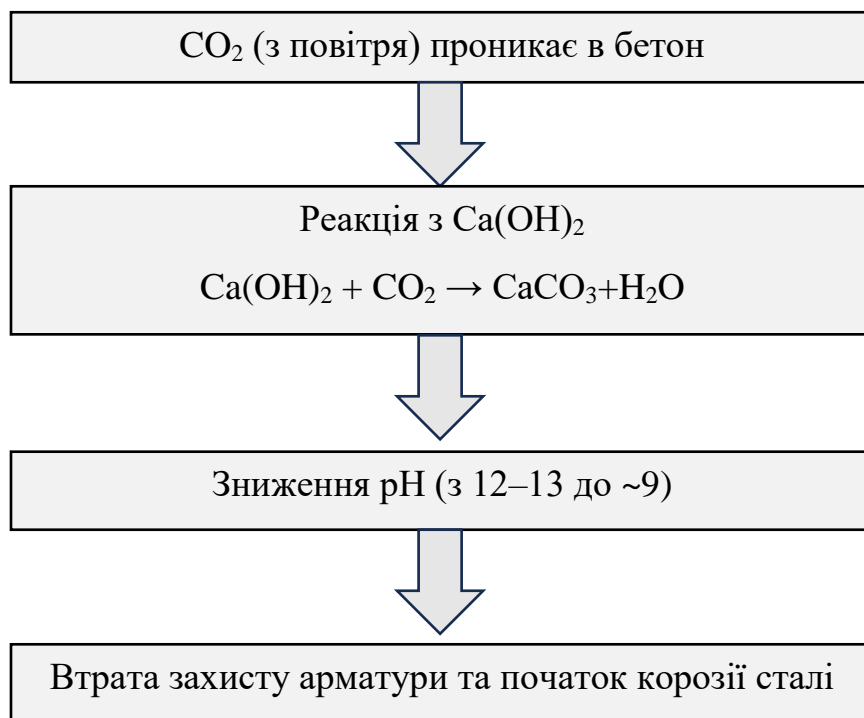
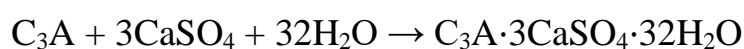


Рисунок 1. – Схема карбонізації бетону

2. Хлоридна корозія є одним із найнебезпечніших видів руйнування залізобетонних конструкцій, що виникає внаслідок проникнення іонів хлору (Cl^-) у бетон. Основними джерелами хлоридів звісно є протиожеледні реагенти, а також морська вода та забруднене середовище. Іони хлору проникають через пори і тріщини, досягають поверхні сталевий арматури, де руйнують її пасивний захисний шар навіть при високій лужності середовища. У результаті запускається електрохімічний процес корозії, що супроводжується окисненням заліза та утворенням продуктів корозії (іржі).

Особливістю хлоридної корозії є її локальний характер – тобто так звана пітингова корозія, яка призводить до утворення глибоких точкових ушкоджень арматури. Це викликає швидке накопичення продуктів корозії, об'єм яких у кілька разів перевищує об'єм сталі. Внаслідок цього виникають внутрішні напруження, утворюються тріщини та відшарування бетону, що значно знижує несучу здатність конструкції. Такий вид корозії є особливо небезпечним для мостів, оскільки розвивається приховано і може призвести до передчасного руйнування споруди.

3. Сульфатна корозія є одним із видів хімічного руйнування бетону, що виникає під дією сульфат-іонів (SO_4^{2-}), які проникають у парувату структуру цементного каменю з ґрунтових вод, морської води або промислових стоків. Найчастіше вона проявляється в підземних та гідротехнічних спорудах, а також у мостових конструкціях, що контактують із агресивним водним середовищем. Суть процесу полягає в хімічній взаємодії сульфатів із продуктами гідратації цементу, з утворенням нових мінералів, які мають більший об'єм і викликають внутрішні напруження в бетоні.



Цей процес супроводжується значним збільшенням об'єму твердих фаз, що призводить до розширення бетону, появи тріщин, втрати міцності та поступового руйнування конструкції. На відміну від корозії арматури, сульфатна корозія спочатку руйнує саме бетонну матрицю, порушуючи її щільність і захисні властивості. У результаті відкривається доступ для вологи та інших агресивних агентів, що прискорює загальну деградацію залізобетонного елемента.

Особливістю сульфатної корозії є її повільний, але незворотний характер. На початкових стадіях спостерігається незначне розширення та мікротріщини, однак з часом процес прогресує і може призвести до повного руйнування бетону. Найбільш вразливими є бетони з високим водоцементним відношенням та недостатньою щільністю. Для мостових споруд це особливо

небезпечно в умовах постійного зволоження, де сульфати можуть безперервно надходити в структуру матеріалу.

Діагностика стану мостових споруд спрямована на своєчасне виявлення корозійних процесів і оцінку технічного стану конструкцій. Вона включає проведення регулярних візуальних оглядів, під час яких виявляють тріщини, відшарування бетону та ознаки корозії арматури. Для більш детального аналізу застосовують неруйнівні методи контролю, зокрема ультразвукові дослідження, вимірювання електрохімічного потенціалу арматури та визначення глибини карбонізації за допомогою індикаторів. Також проводиться лабораторний аналіз проб бетону для визначення вмісту хлоридів і оцінки його структури. Комплексне використання цих методів дозволяє своєчасно виявити дефекти, оцінити рівень пошкоджень і прийняти ефективні рішення щодо ремонту та експлуатації мостових споруд.

Методи захисту мостових залізобетонних споруд від корозії передбачають застосування комплексу конструктивних і технологічних заходів [3]. До них належать використання щільного бетону з низьким водоцементним відношенням, збільшення товщини захисного шару, а також введення мінеральних і хімічних добавок, що зменшують проникність агресивних речовин. Ефективним є застосування гідроізоляційних матеріалів, захисних покриттів і просочень, які перешкоджають проникненню вологи та солей. Для підвищення довговічності арматури використовують антикорозійні покриття або корозійностійкі сталі, а в особливо агресивних умовах – системи катодного захисту. Важливу роль відіграє також правильне проектування водовідведення та своєчасний ремонт тріщин і пошкоджень.

Корозія залізобетонних мостових конструкцій є складним багатофакторним процесом, який включає хімічні, фізичні та механічні явища. Найнебезпечнішими звісно залишається хлоридна та карбонізаційна корозія, які безпосередньо впливають на стан арматури, але застосування сучасних матеріалів, правильне проектування та регулярний моніторинг дозволяють

значно підвищити довговічність мостових споруд і зменшити витрати на їх ремонт.

ЛІТЕРАТУРА:

1. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1
2. Nenastina T. O., Berezhna K. V., Sakhnenko M. D., Buhaievskyi S. O. Degradation of Reinforced Concrete Construction of Bridge Structures: Corrosion Aspect // *Materials Science*. –2024. Vol. 59 (5). Pp. 538–545. doi: 10.1007/s11003-024-00809-3.
3. ДСТУ EN 1504-2:2022 Вироби і системи для захисту й ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінювання відповідності. Частина 2. Системи захисту поверхні бетону (EN 1504-2:2004, IDT)/

РЕСУРСНА ЦІННІСТЬ ВІДВАЛЬНИХ ДОМЕННИХ ШЛАКІВ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ

Шевчук В.Е. ДХ-41-22

*Науковий керівник: д.х.н., проф. каф. ХХТ Хоботова Е.Б.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Безвідхідна технологія стимулює використання відходів промисловості: гірничорудної, металургійної, хімічної та ін. для виробництва будівельних матеріалів. Однак промислові відходи часто мають підвищену питому активність природних радіонуклідів (ПР). Важливим є виявлення матеріалів з підвищеною питомою активністю ПР, тому що саме вони створюють необхідність обмеження їхнього застосування в будівництві.

Деякі промислові відходи, наприклад, окремі фракції відвальних доменних шлаків мають певну гідравлічну активність і можуть використовуватися у виробництві будівельних матеріалів [1]. Застосування доменних шлаків в якості в'язучих і заповнювачів в будівельних матеріалах ставить перед дослідниками проблему вивчення їх хімічного складу і радіоактивних властивостей, так як безконтрольне використання відходів виробництва може привести до підвищення гамма-фону в приміщеннях.

Мета роботи – визначення мінералогічного і радіонуклідного складу гранулометричних фракцій відвального доменного шлаку ВАТ «Запоріжсталь» і з'ясування можливості утилізації їх в якості компонентів будівельних матеріалів.

Задачі роботи: експериментальне визначення питомих активностей ПР в гранулометричних фракціях доменного шлаку; вивчення мінералогічного складу відвального доменного шлаку; визначення морфологічних властивостей поверхні шлакових частинок; оцінка гідравлічної активності окремих гранулометричних фракцій відвального доменного шлаку.

Методи дослідження. Представницькі проби доменного шлаку відбиралися методом квартування. Розсіювання на гранулометричні фракції

проводилось за допомогою набору сит. Виділені фракції, мм: >20, 10–20, 5–10, 2,5–5, 1,25–2,5, 0,63–1,25, <0,63. Гранулометричний склад відвального доменного шлаку представлений на рис. 1.

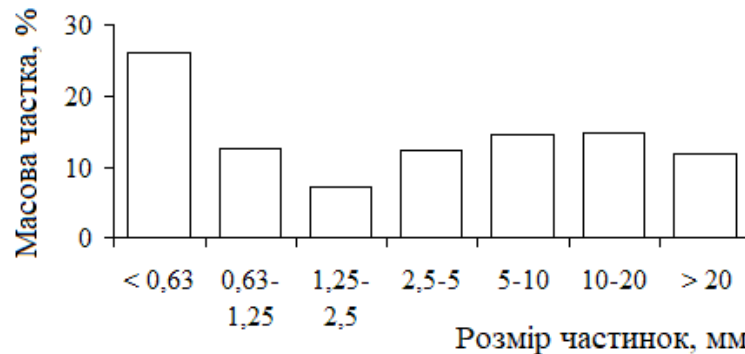


Рисунок 1 – Гранулометричний склад відвального доменного шлаку
«Запоріжсталь»

Мінералогічний склад окремих гранулометричних фракцій визначався за допомогою рентгенофазового аналізу, виконаного на порошковому дифрактометрі Siemens D500 в мідному випромінюванні з графітовим монохроматором [2, 3].

Морфологічні особливості поверхні вивчені методом електронно-зондового мікроаналізу (EPMA) на скануючому електронному мікроскопі JSM-6390 LV з системою рентгенівського мікроаналізу INCA.

Гамма-спектрометричний аналіз виконаний за допомогою сцинтиляційного гамма-спектрометра СЕГ-001 "АКП-С" (рис. 2).

Хімічний і мінералогічний склад доменного шлаку. В результаті проведення рентгенофазового аналізу виявлений мінералогічний склад окремих гранулометричних фракцій відвального доменного шлаку ВАТ «Запоріжсталь» (таблиця 1). Розрахований масовий вклад кожної з вказаних мінеральних фаз (%) і середній розмір кристалітів кожної фази (нм). Масовий вклад ранкініту і окерманіту помітно зменшується зі збільшенням розміру відсіяних зерен, вклад геленіту – трішки збільшується, бредигіт міститься, в



Рисунок 2 – Гамма-спектрометр СЕГ-001 "АКП-С"

основному, у великій фракції. Максимум вмісту псевдоволластоніту приходить на фракцію 2,5–5 мм.

Мінеральний склад кристалічної частини відвального доменного шлаку подібний до складу гранульованих шлаків. Сумарний вміст гідралічно активних мінералів: бредигіту, окерманіту та псевдоволластоніту, досягає максимального значення 42% для фракції >20 мм. Присутність цих мінеральних фаз свідчить про придатність шлаку для виробництва в'язучих речовин.

В таблиці 2 представлені результати розрахунків модулів, що характеризують основність та гідралічні властивості фракцій, що важливо при їх використанні у будівельній індустрії. Фракції <0,63 мм і >20 мм мають значення M_o вище, ніж верхня межа для кислих шлаків (0,9), тобто по суті ці фракції є нейтральними. Фракція 2,5–5 мм є кислою ($M_o=0,84<1$), що можна зв'язати зі збільшенням вкладу мінералу псевдоволластоніту.

Оцінка можливості силікатного розпаду фракцій доменного шлаку. Розпад мінералів може бути небезпечним у деяких випадках використання шлаків у виробництві будівельних матеріалів. Небажана ймовірність розпаду шлаків, якщо відходи плануються використовувати як шлакові щебені.

Таблиця 1 – Результати фазового аналізу зразків доменного шлаку

Фаза	Фракція < 0,63 мм		Фракція 2,5–5 мм		Фракція > 20 мм	
	Масова частка, %	Середні розміри частинок, нм	Масова частка, %	Середні розміри частинок, нм	Масова частка, %	Середні розміри частинок, нм
3CaO·2SiO ₂ ранкініт	36,1	90	27,6	92	13,7	86
SiO ₂ кварц	6,01	>500	5,5	261	3,3	68
2CaO·Al ₂ O ₃ ·SiO ₂ геленіт	31,8	>500	33,8	>500	41,0	79
α-2CaO·SiO ₂ брідигіт	5,3	57	8,6	81	27,2	73
2CaO·MgO·2SiO ₂ окерманіт	6,9	126	4,6	118	3,4	125
α-CaO·SiO ₂ псевдоволастоніт	13,8	29	19,8	26	11,4	29

Таблиця 2 – Величина модулів фракцій шлаку

Модулі	Фракція <0,63 мм	Фракція 2,5–5 мм	Фракція >20 мм
Модуль основності $M_o = \frac{CaO + MgO}{SiO_2 + Al_2O_3}$	$\frac{48}{51,7} = 0,93$	$\frac{44}{52,1} = 0,84$	$\frac{49,9}{50,1} = 1,0$
Модуль активності $M_a = \frac{Al_2O_3}{SiO_2}$	$\frac{11,9}{39,8} = 0,3$	$\frac{12,6}{39,5} = 0,32$	$\frac{15,3}{34,8} = 0,44$
Модуль силікатний $M_c = \frac{SiO_2}{Al_2O_3}$	$\frac{39,8}{11,9} = 3,34$	$\frac{39,5}{12,6} = 3,13$	$\frac{34,8}{15,3} = 3,23$
Модуль гідравлічний $M_{гидр} = \frac{CaO}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3}$	0,91	0,83	0,99
Коефіцієнт якості $K = \frac{CaO + MgO + Al_2O_3}{SiO_2 + MnO}$	1,5	1,43	1,87

Силікатний розпад є наслідком поліморфного перетворення β-2CaO·SiO₂ на γ-2CaO·SiO₂, що супроводжується збільшенням об'єму на 10% та утворенням «доменного борошна». Оцінити стійкість шлаків до розпадів

можна за низкою ознак: 1) тривалий час зберігання у відвалах без ознак розпаду; 2) $Mo < 2$ для стійких шлаків; 3) присутність склоподібної фази; 4) вміст мінералу $2CaO \cdot SiO_2 < 35\%$. Для всіх фракцій дослідженого доменного шлаку ці умови виконуються. Крім того відсутня саме β -модифікація $2CaO \cdot SiO_2$.

Радіоактивні властивості фракцій доменного шлаку. Результати гамма-спектрометричного аналізу представлені в таблиці 3. Доменний шлак має в своєму складі двох представників радіоактивних родин ^{226}Ra і ^{232}Th (α , γ – випромінювачі) та ^{40}K (β , γ – випромінювач), який не відноситься до радіоактивних рядів. Згідно з величиною ефективної питомої активності (C_{ef}) [4]

$$C_{ef} = C_{Ra} + 1,31C_{Th} + 0,085C_K, \text{ Бк/кг},$$

де 1,31 і 0,085 – відповідно коефіцієнти для ^{232}Th і ^{40}K по відношенню до ^{226}Ra , доменний шлак, як і його окремі фракції, відносяться до першого класу радіаційної небезпеки, для якого C_{ef} не перевищує величини 370 Бк/кг. Подібні матеріали можуть використовуватися в будівництві без обмеження.

Таблиця 3 – Результати гамма-спектрометричного аналізу фракцій доменного шлаку ВАТ «Запоріжсталь»

Гранулометрична фракція	C_{ef} , Бк/кг	C_i , Бк/кг		
		^{40}K	^{226}Ra	^{232}Th
Представницька проба	76,1	134	40,6	18,4
>20 мм	74,3	108	39,9	19,2
10–20 мм	77,6	126	42,6	18,5
5–10 мм	78,8	128	42,0	19,8
2,5–5 мм	89,3	155	48,5	21,
1,25–2,5 мм	81,9	151	43,2	19,7
0,63–1,25 мм	77,1	140	39,8	19,4
<0,63 мм	75,2	119	39,3	19,7

Фракції мають різну питому активність, що визначається за величиною C_{ef} . Найбільш радіаційно чистими являються фракції з розмірами частинок >10 мм і <0,63 мм. Найменша ефективна питома активність у фракції >20 мм

(74,3 Бк/кг). Підвищення $C_{\text{эф}}$ для фракції 2,5–5 мм в порівнянні з представницькою пробою складає 17,5 %, в порівнянні з пробою фракції > 20 мм – 20,2 %.

Зіставлення експериментальних даних γ -спектрометричного дослідження і розрахунку величини M_0 фракцій шлаку показує наявність кореляції: радіоактивність вище при зменшенні M_0 , тобто при збільшенні кислотності мінералів фракції.

Радіонуклідний склад фракцій відрізняється один від одного, особливо вагомо по ізотопу ^{40}K . Так перевищення $C_{\text{K-40}}$ для фракції 2,5–5 мм в порівнянні з представницькою пробою складає лише 16%, а в порівнянні з фракцією >20 мм – вже 43,5%. Варіювання C_i радіонуклідів ^{226}Ra і ^{232}Th незначні і складають, відповідно, 19,5% і 11,5% в порівнянні з фракцією >20 мм, що практично знаходиться в межах помилки виміру C_i . Таким чином, основне змінення $C_{\text{эф}}$ для окремих фракцій обумовлено зміненням величини питомої активності ^{40}K .

Вивчення морфології поверхні частинок фракцій доменного шлаку.

В складі доменного шлаку за допомогою рентгенофазового аналізу не вдалося виявити сполук Калію, вони не входять до складу мінералів. Звідси можна припустити, що іони Калію можуть сорбуватися на поверхні частинок мінералів. Це підтверджується результатами рентгенівського мікроаналізу INCA: наявність Калію зафіксована у фракціях <0,63 мм – 0,53%; 2,5–5 мм – 0,57%; >20 мм – 0,33%. Максимальний вклад Калію характерний для фракції 2,5–5 мм. Сорбційні властивості мінералів за іонами K^+ зростають при збільшенні їх кислотності, про що свідчить підвищення радіоактивності фракцій.

Морфологічні особливості поверхні шлакових частинок. Сорбційна активність поверхні частинок зазвичай визначається морфологічними особливостями їх поверхні і зростає при збільшенні ступеню її розпушення. Для визначення даної обставини зроблені мікрофотографії поверхні зерен фракцій (рис. 3). Поверхня частинок фракції <0,63 мм відрізняється високим ступенем розпушення, вона складається з дрібних кристалів. Для фракції 2,5–

5 мм характерна присутність голчатих структур, які характеризуються високою сорбційною здібністю. Частинки ж фракції >20 мм мають пластинчасту форму, при якій сорбція здійснюється в меншому ступені.

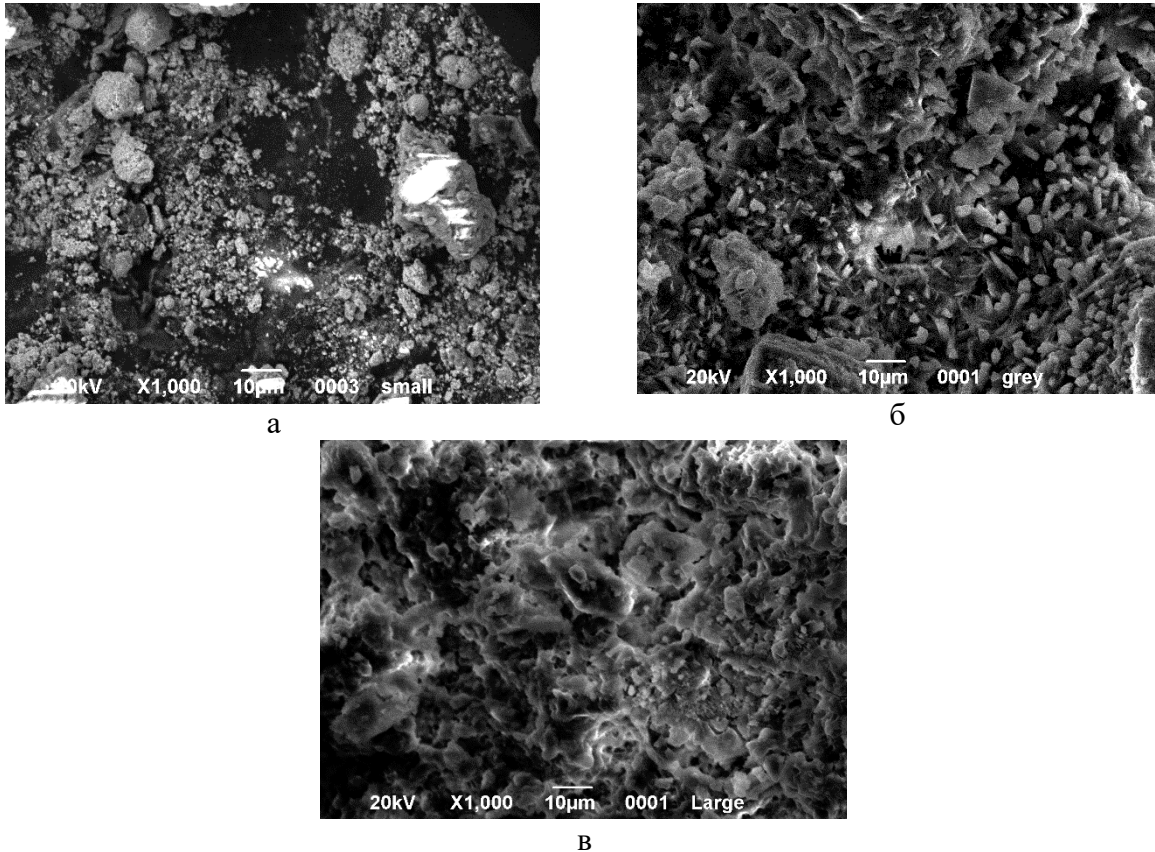


Рисунок 3 – Мікрофотографії поверхні частинок доменного шлаку різних фракцій, мм: а – < 0,63; б – 2,5–5; в – > 20 мм. Збільшення – 1000.

Гідравлічна активність шлаку істотно впливає на якість шлакопортландцементу (ШПЦ), що виробляється. Її можна оцінити за допомогою системи модулів та виходячи з мінерального складу.

Фракції шлаку можуть бути класифіковані за системою модулів, визначених за оксидним складом. Чим більше основний модуль, модуль активності, менше силікатний модуль шлаку і чим більше міститься в ньому Al_2O_3 , тим вище хімічна активність і сильніше виражені гідравлічні властивості доменних шлаків (табл. 2). Силікатний модуль сильніше характеризує гідравлічні властивості шлаків, чим основний модуль, значення якого для

шлаків коливається в більш вузьких межах і частково збігаються для шлаків, що належать до груп активних і менш активних або прихованоактивних шлаків. По значенню M_o (0,9–1,3) і M_c (2,7–4,1) усі фракції шлаку відносяться до прихованоактивних. Так як основність шлаку не виражена і сумарний вміст Al_2O_3 невеликий, то не можна припускати високої гідравлічної активності. Це підтверджується розрахунком ряду модулів: мала величина модуля активності M_a та гідравлічного модуля $M_{гидр}$, які безпосередньо характеризують гідравлічні властивості.

Оксидний склад доменних шлаків як гідравлічного компонента цементів найчастіше виражається M_o рівним 0,95–1,2 і силікатним модулем $M_c = 1,1–2,0$. Однак залежно від властивостей руд і палива, що застосовуються у виробництві, значення модулів у доменних шлаків можуть коливатися в досить широкому інтервалі: $M_o = 0,65–1,3$ і $M_c = 1,2–7,0$ [5]. Вивчені фракції шлаку укладаються у зазначені межі. Співвідношення основних оксидів фракцій свідчить про їх гідравлічний потенціал. Вміст кремнезему менше сумарного вмісту CaO та глинозему. Кальцій оксид повністю входить до складу мінералів різної активності.

Щоб судити про гідравлічну активність за хімічним складом нормальноосклованих шлаків різної кислотності, використовують коефіцієнт якості K , що відображає склад найбільш суттєвих компонентів шлаку (таблиця 2). В залежності від значення K доменні шлаки можна класифікувати за гідравлічною активністю на дві групи: перша група – активні шлаки $K > 1,6$; друга група $K \leq 1,6$, до неї відносяться менш активні шлаки. Фракції дослідженого доменного шлаку мають наступні значення K : фракція $< 0,63$ мм – $K = 1,5$; фракція 2,5–5 мм – $K = 1,43$; фракція > 20 мм – $K = 1,87$. Таким чином, обидві дрібні фракції відносяться до другої групи, фракція > 20 мм відноситься до першої гідравлічно більш активної групи.

Використання шлаку як компонента ШПЦ багато в чому визначається гідравлічною активністю його мінералів. Для досліджуваного шлаку характерні мінерали трьох систем. До мінералів системи $CaO-SiO_2$ відносяться

ранкініт $3\text{CaO}\cdot 2\text{SiO}_2$, бредигіт $\alpha\text{-}2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ та псевдоволастоніт $\alpha\text{-CaO}\cdot\text{SiO}_2$. Ранкініт – трикальцієвий дисилікат гідравлічних властивостей не має. На відміну від нього бредигіт та псевдоволастоніт гідратуються та твердіють. Бредигіт є α -модифікацією беліту, що має високу гідравлічну активність. Гідравлічні властивості β -модифікації виражені меншою мірою [5].

Геленіт $2\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{SiO}_2$ відноситься до потрійної системи $\text{CaO}\text{-Al}_2\text{O}_3\text{-SiO}_2$. Геленіт не має в'язучих властивостей, знижує якість алюмінатного цементу.

Окерманіт $2\text{CaO}\cdot\text{MgO}\cdot 2\text{SiO}_2$ відноситься до острівних силікатів, а саме до діортосилікатів. Цей мінерал широко зустрічається в доменних шлаках. Окерманіт виявляє незначну гідравлічну активність.

Піроксени не мають гідравлічних властивостей.

Згідно з результатами рентгенофазового аналізу, фракція $< 0,63$ мм на 19% складається з гідравлічно активних мінералів. За результатами петрографічного аналізу частка гідравлічно активних мінералів дещо вища за 25–35%. Низькодисперсна фракція > 20 мм на 38,6% складається з гідравлічно активних мінералів. Крім того, певний внесок у підвищення гідравлічної активності обох фракцій робить шлакове скло (вміст 10–15%). У великій фракції шлаку вміст мінералів із високими гідравлічними властивостями більший. При зниженні вкладу небажаних мінералів, вклад мінералів з високими гідравлічними особливостями виросло в два рази. *Ma* збільшився до 0,44 (табл. 2). Це свідчить про ріст гідравлічної активності (55% от максимальної величини *Ma* для кислих і основних шлаків), яка забезпечується значним вмістом оксиду алюмінію (15,3%). Виходячи з цього, у виробництві ШПЦ можна рекомендувати фракцію > 20 мм. Подрібнення доменного шлаку може суттєво підвищити його гідравлічну активність та призвести до формування прихованої (потенційної) активності.

Використання фракцій шлаку як сировинного компоненту виробництва цементного клінкеру. Одними з небагатьох критеріїв використання доменних шлаків як компоненту сировинної суміші є граничні

значення силікатного модуля M_s . Фракції досліджуваного шлаку укладаються в дані інтервали (табл. 2). Так як шлаки майже не мають втрат при прожарюванні, то при їх застосуванні зменшується витрата сировинної суміші.

Згідно з класифікацією доменних шлаків за мінеральним складом досліджуваний шлак відноситься до другої найбільш поширеної групи «Шлаки, що не містять алюмінатів», а саме геленітово-окерманітові. При заміні частини глинистого компонента, що обпалюється, шлаком його гідравлічні властивості практично втрачають своє значення. Найбільш активними виявляються «свіжі» відвальні шлаки із вмістом CaO 32–52 % (у досліджуваному шлаку 43–49 %) та підвищеним вмістом Al_2O_3 [5].

Глинозем при випалюванні сировинної суміші виділяється у чистому вигляді, у тому числі і з гідравлічно неактивних мінералів, наприклад, геленіту. Окерманит розкладається на C_2S та $\text{MgO}\cdot\text{SiO}_2$ (або C_2S , CaO та MgO). Вплив виділеного MgO залежить від його концентрації. В інтервалі до 3% MgO , що спостерігається в даному випадку, даний мінерал знижує в'язкість розплаву, і це призводить до прискорення утворення C_3S [5].

Використання доменного шлаку замість глинистого компонента цементної сировинної суміші супроводжується деякими особливостями мінералоутворення при спіканні клінкеру. Досліджуваний шлак є змішаним монокальцієво-білітовим. Швидкість мінералоутворення за участю монокальцієвого компонента до 1300 °C більша, ніж білітового, який бере участь в утворенні C_3S за температур вище 1250 °C Підвищення тонкості попереднього помелу шлаку сприяє прискоренню перебігу реакцій мінералоутворення.

Висновки

– Встановлено варіювання хіміко-мінералогічного і радіонуклідного складу гранулометричних фракцій відвального доменного шлаку. Показано, що найбільш радіаційно чистими являються фракції з розмірами частинок >20 мм і <0,63 мм.

– Визначено наявність кореляції між радіоактивністю фракцій і їх хімічним складом, кислотністю, сорбційними властивостями по відношенню до радіонуклідів.

– Доведено наявність у складі шлаку мінералів, цінних у технічному відношенні під час виробництва будівельних матеріалів. Розраховані показники гідравлічної активності окремих фракцій відвального доменного шлаку. Виявлено значний склад мінералів с високою гідравлічною активністю для частинок розміром > 20 мм.

– Відвальний доменний шлак «Запоріжсталь» можна рекомендувати у виробництві в'язучих речовин – портландцементу та шлакопортландцементу, за сукупністю показників: висока концентрація гідравлічно активних мінералів та аморфної фази, високорозвинена поверхня шлакових частинок, наявність сорбційної поверхневої активності.

ЛІТЕРАТУРА

1. Коваленко Г.Д. Радіоекологія України: монографія. Х.: ВД "Інжек", 2008. – 264 с.
2. JCPDS PDF-1 File. International Committee for Diffraction Data, release 1994. PA, USA.
2. Rodriguez-Carvajal J., Roisnel T. Full Prof.98 and WinPLOTR: New Windows 95/NT Applications for Diffraction. Commission for Powder Diffraction, International Union of Crystallography, Newsletter No.20 (May-August) Summer 1998.
3. Норми радіаційної безпеки України (НРБУ-97) та основні санітарні правила роботи з радіоактивними речовинами та іншими джерелами іонізуючих випромінювань. – К., 1998. – 159 с.
4. Дворкін Л.Й., Лаповська С.Д. Будівельне матеріалознавство. Київ: Кондор, 2017.

ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТОДІВ РЕГЕНЕРАЦІЇ ПРОМИСЛОВИХ СТІЧНИХ ВОД ГАЛЬВАНІЧНОГО ВИРОБНИЦТВА

Чуприна В. О. ДХ-21-24

*Науковий керівник: канд. хім. наук, доцент Даценко В.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Однією з найактуальніших сучасних екологічних проблем промислових підприємств, що мають у своєму технологічному циклі гальванічні процеси, є проблема утворенням значних обсягів рідких (стічні води СВ) і твердих відходів (гальваношлами ГШ) [1]. На практиці найчастіше заводські очисні споруди не можуть розв'язати проблему утилізації відходів. Переробка ГШ з подальшим захороненням на спеціалізованих полігонах є надто складною і економічно не вигідною. Найчастіше ГШ складаються на корисних майданчиках самого підприємства без належного санітарно-екологічного контролю. Під дією зовнішніх факторів відбувається вимивання з них токсичних речовин, що призводить до забруднення навколишнього природного довкілля (НПД) [2, 3].

Це стосується і СВ гальванічного виробництва. На практиці заводські очисні споруди не можуть вирішити проблему очищення гальванічних стоків, тому найчастіше СВ після розведення скидаються в промислову каналізацію, що призводить до втрати великої кількості кольорових металів та забруднення НПД [1-3].

Одним з основних факторів, що характеризують токсичність СВ і шламів гальванічних виробництв, є наявність в їх складі важких металів (ВМ), що чинять негативний вплив на екосистему. Наявні дані про забруднення навколишнього середовища ВМ свідчать про те, що накопичення великих кількостей СВ і ГШ викликає трансформацію природних систем у природно-техногенні і навіть техногенні [4]. За даними екологічних служб скидання деяких важких металів (ВМ) з відпрацьованими травильними розчинами перевищує гранично допустимі санітарні норми (ГДК) у 8–10 разів, а окремих

випадках у 40–50 [2]. Одним з головних механізмів спостережуваної трансформації є міграція ВМ в системі «ПО – ґрунт», яка викликає локальне забруднення ґрунтів і характеризується специфікою, відмінною від природної фізико-хімічної міграції елементів у ґрунтах [5].

Водночас ГШ містять значну кількість цінних компонентів, тому одним зі шляхів подальшого використання ГШ є їхнє застосування як вторинних компонентів у будівельній або іншій індустрії замість направлення їх у місця захоронення. Відомі в даний час способи знешкодження ГШ пов'язані з використанням їх як добавок у виробництві різних матеріалів: бетону, керамзиту, асфальту, портландцементу, цегли та керамічних виробів. Також можливе виготовлення з них пігментів і каталізаторів. Суттєвим недоліком цих технологій є неминуче вилуговування іонів важких металів із цих матеріалів у навколишнє середовище. [6-10].

Таким чином, зусилля промислових підприємств при утилізації відходів повинні бути спрямовані не тільки на мінімізацію утворення відходів, але і на виділення з них цінних компонентів, їх рециркуляцію і вторинне використання. Це може бути досягнуто тільки на основі координації наукових досліджень в області утилізації промислових відходів (ПВ), проведення наукових досліджень властивостей відходів, оптимізації стадій їх переробки, комплексності використання первинної та вторинної сировини, впровадження маловідходних ресурсозберігаючих технологій.

Мета роботи – аналіз методів утилізації промислових відходів гальванічних виробництв промислових підприємств міст України.

Стічні води гальванічних цехів поділяються на дві основні категорії [11]:

- *Умовно чисті води.* Переважно охолоджувальні води, які не контактують з хімічними розчинами.
- *Забруднені води.* Води промивних операцій, відпрацьовані електроліти, розчини травлення. Вони характеризуються різким коливанням рН, високим вмістом розчинених солей та важких металів.

Стічні води гальванічних цехів неоднорідні за своїм складом та об'ємом. Зазвичай їх поділяють на кілька потоків для більш ефективної локальної обробки:

- *Стоки, що містять ВМ.* Утворюються при нанесенні металевих захисних покриттів та пасивації, містять ВМ – особливо токсичні сполуки. Потребують попереднього відновлення до менш токсичного стану.
- *Ціановмісні стоки.* Утворюються при ціаністому цинкуванні, мідненні, містять ціаніди. Необхідна стадія окислення ціанідів.
- *Кислотно-лужні стоки (загальносплавні).* Найбільш масовий потік, що включає води промивних операцій, травлення, знежирення. Характеризуються змінним рН та наявністю іонів різних металів.

Вибір методу регенерації безпосередньо залежить від складу конкретного потоку та необхідного ступеня очищення.

Саме забруднені води є об'єктом застосування методів регенерації. Ефективність цих методів залежить від хімічного складу конкретних стічних вод.

Застосування регенераційних технологій має суттєві переваги над традиційними схемами "очищення-скид" (табл. 1).

Таблиця 1 – Загальні переваги та недоліки регенераційних технологій

Переваги	Недоліки
<i>Екологічні.</i> Зменшення скидів токсичних речовин, відповідність жорстким нормативам.	<i>Капітальні витрати.</i> Висока початкова вартість обладнання.
<i>Економічні.</i> Економія на закупівлі свіжої води та скиданні стоків, повернення цінних металів у виробництво.	<i>Експлуатаційні витрати.</i> Енергоємність деяких процесів (випарювання, зворотний осмос).
<i>Ресурсні.</i> Забезпечення стабільної якості води для промивних операцій, що покращує якість продукції.	<i>Технологічні складності.</i> Потреба у кваліфікованому персоналі та попередній підготовці стоків.

Таким чином, регенерація промислових стічних вод гальванічних виробництв є не просто бажаною, а необхідною умовою сталого розвитку галузі. Регенерація стічних вод на підприємствах, де є гальванічне виробництво – це стратегічно важливе рішення, яке перетворює екологічні зобов'язання на економічні переваги, забезпечуючи сталий розвиток підприємства. І незважаючи на високі початкові інвестиції, сучасні системи регенерації швидко окупаються за рахунок зниження операційних витрат.

Сучасні фізико-хімічні методи, що застосовуються в гальваніці для очищення стічних вод – коагуляції та флокуляції, реагентні (хімічне осадження), іонного обміну, сорбційні, електрохімічні, мембранної фільтрації, флотації – дозволяють створити замкнені цикли водокористування.

Методи коагуляції та флокуляції. Коагуляція та флокуляція є важливими фізико-хімічними процесами, які часто застосовуються як основний або попередній етап очищення стічних вод гальванічних виробництв від іонів важких металів. Суть методу полягає у додаванні спеціальних хімічних реагентів (коагулянтів та флокулянтів), які дестабілізують дрібні завислі та колоїдні частинки, об'єднуючи їх у великі, швидко осаджувані пластівці (флокули).

Переваги методу. Висока ефективність видалення широкого спектра забруднювачів. Метод ефективно видаляє не тільки іони важких металів (після їхнього переведення в нерозчинні гідроксиди або солі), але й завислі речовини, колоїдні частинки, органічні сполуки та каламутність води.

Відносна простота реалізації. Технологічна схема не потребує складного високотехнологічного обладнання (достатньо резервуарів, мішалок, відстійників або фільтрів). Процес легко інтегрується в існуючі системи очищення стічних вод.

Швидкість процесу. Процеси коагуляції та флокуляції відбуваються відносно швидко (від декількох хвилин до години), що дозволяє обробляти великі обсяги стічних вод.

Економічність (порівняно з іншими методами). Капітальні витрати на обладнання є помірними. Вартість реагентів (сульфат алюмінію, хлорид заліза, флокулянти) зазвичай нижча, ніж, наприклад, вартість іонообмінних смол або мембранних елементів.

Гнучкість застосування. Параметри процесу (тип і доза реагенту, рН середовища, інтенсивність перемішування) можуть бути легко адаптовані під різний склад стічних вод гальванічних виробництв.

Недоліки методу. Утворення великої кількості токсичного шламу. Це, мабуть, головний недолік. В результаті процесу утворюється значний обсяг осаду (шламу), який є токсичним, містить високу концентрацію важких металів і вимагає подальшої дороговартісної утилізації або захоронення на спеціалізованих полігонах.

Необхідність точного дозування реагентів та контролю рН. Ефективність процесу дуже чутлива до зміни рН стічної води та концентрації реагентів. Неправильне дозування може призвести до погіршення очищення або надмірного використання хімікатів.

Недостатня глибина очищення для деяких цілей. Хоча метод ефективно знижує концентрацію металів, він рідко забезпечує ступінь очищення, достатній для повного повернення води в чутливі технологічні процеси (наприклад, фінальну промивку виробів). Для глибокого очищення потрібні додаткові методи (іонообмін, мембранні технології).

Збільшення солевмісту води. Додавання хімічних реагентів (наприклад, сульфатів або хлоридів) збільшує загальну мінералізацію (солевміст) очищеної води, що унеможлиблює її пряме використання в системах замкнутого водопостачання без додаткового знесолювання.

Залежність від складу води. Наявність певних комплексних сполук або органічних речовин у стічних водах може значно знижувати ефективність коагуляції та флокуляції, вимагаючи попередньої обробки або використання спеціалізованих реагентів.

Отже, коагуляція та флокуляція є надійним та економічним методом первинної обробки великих обсягів гальванічних стоків, але вона майже завжди використовується в комплексі з іншими технологіями для вирішення проблеми утилізації шламу та досягнення необхідної глибини очищення води.

Реагентний метод (хімічне осадження). Реагентний метод (або хімічне осадження) є одним із найдавніших і найпоширеніших фізико-хімічних методів очищення стічних вод гальванічних виробництв від іонів важких металів. Суть методу полягає в додаванні хімічних реагентів (найчастіше гідроксидів кальцію або натрію, рідше сульфідів) для перетворення розчинених іонів металів на нерозчинні тверді сполуки (осади), які потім відділяються від води шляхом відстоювання або фільтрації.

Переваги методу. *Простота та надійність.* Метод технологічно простий у впровадженні та експлуатації, не вимагає використання складного високотехнологічного обладнання. Процес легко контролювати.

Відносна дешевизна. Капітальні витрати на будівництво очисних споруд є помірними. Використовувані реагенти, такі як вапно (гідроксид кальцію) або каустична сода (гідроксид натрію), є широко доступними та недорогими.

Універсальність. Метод дозволяє одночасно видаляти широкий спектр іонів важких металів (Cu, Ni, Zn, Cd, Pb) шляхом осадження їх у вигляді гідроксидів або сульфідів.

Висока ефективність при певних умовах. При оптимальному контролі рівня рН можна досягти високого ступеня видалення металів, оскільки більшість гідроксидів металів мають низьку розчинність у воді.

Масштабованість. Технологія підходить як для невеликих локальних установок, так і для великих централізованих очисних споруд.

Недоліки методу. *Утворення великої кількості токсичного шламу.* Це головний недолік методу. В результаті осадження утворюється значний обсяг вологого шламу, який класифікується як небезпечний відхід. Його подальша обробка, зневоднення та утилізація (захоронення на спеціалізованих полігонах) є складними та дорогавартісними.

Недостатня глибина очищення. Незважаючи на високу ефективність видалення основної маси металів, метод не завжди дозволяє досягти дуже низьких концентрацій, необхідних для відповідності найсуворішим нормативам або для повного повторного використання води у виробництві.

Чутливість до рН та складу води. Ефективність осадження різних металів досягається при різних оптимальних значеннях рН. Наявність у стічних водах комплексоутворюючих речовин (наприклад, цианідів, цитратів, ЕДТА) може значно знижувати ефективність осадження гідроксидів, вимагаючи попередньої деструкції цих комплексів.

Збільшення солевмісту води. Додавання реагентів (наприклад, хлоридів або сульфатів) збільшує загальну мінералізацію очищеної води, що обмежує її використання в системах зворотного водопостачання без додаткового знесолювання.

Проблеми з фільтрацією осаду. Утворені гідроксидні осади часто мають драглисту (желатинову) структуру, що ускладнює їхнє згущення та фільтрацію.

Метод іонного обміну. Метод іонного обміну ґрунтується на використанні іонообмінних смол (іонітів), які здатні вибірково вилучати іони важких металів зі стічних вод, замінюючи їх на менш шкідливі іони (наприклад, іони натрію або водню). Це ефективний метод для глибокого очищення та концентрування цінних металів для їх подальшої регенерації.

Метод іонного обміну є одним із найбільш ефективних фізико-хімічних методів глибокого очищення та регенерації стічних вод гальванічних виробництв. Він ґрунтується на використанні спеціальних полімерних матеріалів – іонообмінних смол (іонітів), які здатні вибірково вилучати іони важких металів із розчину, замінюючи їх на інші, менш шкідливі іони (наприклад, H^+ або Na^+).

Переваги методу. Високий ступінь очищення. Іонний обмін забезпечує дуже глибоке очищення стічних вод, дозволяючи досягати концентрацій важких металів на рівні мікрограмів на літр (мкг/л), що відповідає

найсуворішим екологічним нормативам і дозволяє повертати воду назад у технологічний цикл (замкнений цикл водопостачання).

Можливість регенерації цінних металів. Метод дозволяє не просто видаляти забруднювачі, а концентрувати вилучені метали (мідь, нікель, цинк) у невеликому обсязі регенераційного розчину. Ці концентрати можуть бути перероблені для повторного використання металів у виробництві.

Висока вибірковість. Існують різні типи іонообмінних смол, які можна підібрати для вибіркового вилучення конкретних іонів металів, що підвищує ефективність процесу.

Автоматизація та простота експлуатації. Сучасні іонообмінні установки легко автоматизуються, що зменшує потребу в постійному контролі з боку персоналу.

Відсутність утворення первинного шламу. На відміну від реагентного осадження, у процесі очищення не утворюється великих обсягів осаду (шламу), що значно спрощує поводження з відходами.

Недоліки методу. Високі експлуатаційні витрати (регенерація). Для відновлення робочої здатності смол потрібне використання хімічних реагентів – сильних кислот та лугів (наприклад, HCl , H_2SO_4 , NaOH). Це призводить до утворення вторинних концентрованих стоків, які потребують подальшої нейтралізації або спеціальної обробки.

Чутливість до завислих речовин та органічних домішок. Іонообмінні смоли легко "забруднюються" (отруюються) завислими частинками, колоїдами, органічними речовинами та окислювачами (наприклад, шестивалентним хромом). Це вимагає ретельної попередньої підготовки стічної води перед подачею на іонообмінну установку.

Обмежена ємність смол. Обсяг води, який може бути очищений до насичення смоли, є кінцевим. Після цього потрібна обов'язкова дорога процедура регенерації.

Високі капітальні витрати. Вартість іонообмінних смол та спеціалізованого обладнання, як правило, вища, ніж для класичних систем реагентного осадження.

Неефективність для висококонцентрованих стоків. Метод іонного обміну є найбільш ефективним для роботи з розбавленими розчинами (промивними водами). Очищення висококонцентрованих електролітів економічно недоцільне через швидке насичення смол.

Сорбційні методи. Сорбційний метод очищення стічних вод полягає у вилученні забруднюючих речовин (у тому числі іонів ВМ) з розчину шляхом їх поглинання поверхнею твердого матеріалу – сорбенту (найчастіше використовується активоване вугілля, природні мінерали, цеоліти, іоніти).

Переваги методу. Висока ефективність та глибина очищення. Сорбція дозволяє досягти дуже низьких залишкових концентрацій іонів металів, часто нижчих за ті, що досягаються при реагентному осадженні. Метод підходить для тонкого та доочищення стічних вод.

Універсальність. Метод ефективний для видалення широкого спектру забруднювачів одночасно: іонів металів, органічних сполук (наприклад, ПАР, барвників), нафтопродуктів та інших токсичних речовин.

Відносна простота технології. Установки сорбційного очищення прості в експлуатації та автоматизації. Процес не вимагає постійного контролю рН або точного дозування рідких реагентів, як у випадку хімічного осадження.

Відсутність утворення рідких вторинних стоків. На відміну від іонного обміну, в процесі роботи сорбційної установки не утворюються концентровані рідкі розчини (регенерати), що спрощує загальну схему очищення.

Можливість використання різноманітних сорбентів. Існує широкий вибір сорбційних матеріалів, включаючи дешеві природні або відпрацьовані промислові продукти (зола, шлаки, тирса), що може знизити експлуатаційні витрати.

Недоліки методу. Кінцевий термін служби сорбенту (потреба в заміні/регенерації). Сорбент має обмежену ємність. Після її вичерпання він

втрачає свою ефективність. Виникає потреба або в його дорогій термічній регенерації (для активованого вугілля), або в регулярній заміні та утилізації насиченого (токсичного) матеріалу.

Високі експлуатаційні витрати (для деяких сорбентів). Вартість якісних сорбентів, таких як активоване вугілля, може бути досить високою, що робить цей метод дорогим у довгостроковій перспективі.

Проблеми з утилізацією відпрацьованого сорбенту. Насичений іонами важких металів сорбент стає небезпечним відходом (аналогічно токсичному шламу) і потребує спеціалізованої утилізації або захоронення.

Чутливість до завислих речовин. Висока концентрація завислих речовин у воді може спричиняти "забивання" пор сорбенту та погіршення гідродинамічних характеристик фільтра, що вимагає ретельної попередньої механічної фільтрації води.

Неефективність при високих концентраціях металів. Сорбційний метод економічно доцільно застосовувати для доочищення вже попередньо очищених (розбавлених) стоків. Для висококонцентрованих розчинів він швидко вичерпує свою ємність.

Електрохімічні методи. Електрохімічні методи очищення стічних вод гальванічних виробництв використовують електричний струм для ініціювання або прискорення фізико-хімічних процесів. До основних електрохімічних методів належать електроліз, електрокоагуляція, електродіаліз та електрофлотація.

Переваги методу. Можливість регенерації металів у товарному вигляді. При використанні електролізу іони важких металів відновлюються на катоді до металевого стану. Отриманий метал (наприклад, мідь, нікель, цинк) може бути вилучений і повторно використаний у виробництві, що перетворює процес очищення на ресурсозберігаючу технологію.

Відсутність або мінімізація використання хімічних реагентів. Більшість електрохімічних процесів не потребують додавання великої

кількості хімікатів (за винятком, можливо, корекції рН). Це зменшує експлуатаційні витрати на реагенти та спрощує логістику.

Екологічність та зменшення обсягів відходів. Завдяки мінімальному використанню реагентів та можливості вилучення металів у чистому вигляді, обсяги утвореного шламу або вторинних рідких відходів значно менші, ніж при реагентному осадженні чи іонному обміні.

Висока ефективність для певних концентрацій. Електроліз особливо ефективний для обробки концентрованих розчинів або для доочищення стоків, дозволяючи досягати низьких залишкових концентрацій металів.

Компактність обладнання та автоматизація. Електрохімічні установки, як правило, компактні, легко піддаються автоматизації та добре вписуються в локальні системи очищення безпосередньо в цеху.

Недоліки методу. *Високі капітальні та експлуатаційні витрати (енергоємність).* Електрохімічні методи є енергоємними. Витрати електроенергії можуть бути значними, що суттєво впливає на загальну собівартість очищення.

Складність апаратурного оформлення та обслуговування. Електрохімічні реактори потребують використання спеціальних електродних матеріалів, які можуть піддаватися корозії або пасивації. Електроди потребують періодичного очищення або заміни.

Залежність від провідності (електропровідності) води. Ефективність процесу електролізу прямо залежить від концентрації солей у воді. Для дуже розбавлених стоків потрібне додавання електроліту або використання інших методів.

Утворення побічних продуктів. В процесі електролізу на електродах можуть утворюватися побічні газоподібні продукти (хлор, водень, кисень), що вимагає вжиття заходів безпеки (витяжна вентиляція) та контролю за потенційно небезпечними речовинами.

Необхідність попередньої підготовки. Стічні води з високим вмістом органічних речовин або завислих частинок можуть "отруювати" поверхню

електродів або знижувати ефективність процесу, тому часто потрібна попередня механічна або фізико-хімічна очистка.

Мембранна фільтрація. Метод мембранної фільтрації (що включає ультрафільтрацію, нанофільтрацію та зворотний осмос) є передовою технологією для очищення та регенерації стічних вод гальванічних виробництв. Він полягає у пропусканні води під тиском через напівпроникні мембрани, які затримують іони важких металів та інші розчинені солі, пропускаючи лише чисту воду (пермеат).

Переваги методу. Висока якість очищеної води. Особливо зворотний осмос і нанофільтрація забезпечують найвищий ступінь очищення води (до 95-99% видалення солей та іонів металів), що дозволяє повертати воду безпосередньо в технологічний процес (замкнений цикл водопостачання).

Відсутність використання хімічних реагентів (в процесі розділення). На відміну від реагентного осадження або іонного обміну, сам процес мембранної фільтрації не потребує додавання хімікатів. Це знижує експлуатаційні витрати та мінімізує утворення вторинних рідких відходів.

Універсальність. Мембрани ефективно видаляють не тільки іони важких металів, але й органічні сполуки, бактерії, віруси та інші домішки, забезпечуючи комплексне очищення.

Компактність та автоматизація. Установки мембранної фільтрації займають відносно мало місця, легко піддаються автоматизації та забезпечують стабільну роботу з мінімальним втручанням персоналу.

Можливість концентрування цінних металів. Забруднюючі речовини концентруються в невеликому обсязі концентрату (ретентату), який можна далі обробити для вилучення цінних металів або мінімізації обсягу утилізації.

Недоліки методу. Високі капітальні та експлуатаційні витрати. Початкові інвестиції у придбання мембранного обладнання є значними. Експлуатаційні витрати включають високе енергоспоживання (для створення необхідного тиску) та періодичну заміну дорогих мембранних елементів.

Фоулінг (забруднення) мембран. Це ключова проблема. Забруднення поверхні мембрани завислими речовинами, органікою, осадами солей (накипом) знижує продуктивність системи і вимагає регулярної та дорогої хімічної промивки або заміни мембран.

Потреба в ретельній попередній підготовці води. Для запобігання фоулінгу стічна вода повинна пройти попередню багатоступеневу підготовку (механічна фільтрація, корекція рН, інгібітори накипоутворення, іноді коагуляція/флокуляція).

Утворення концентрованого солоного розчину (концентрату). Хоча обсяг відходів менший, утворений концентрат є високотоксичним і солоним, і його утилізація залишається складною та дорогою задачею, яка часто вимагає додаткових методів обробки (наприклад, вакуумного випарювання).

Чутливість до окислювачів та рН. Багато полімерних мембран чутливі до сильних окислювачів (наприклад, хлору) та екстремальних значень рН, що обмежує їх застосування без попередньої нейтралізації або дехлорування.

Метод флотації. Метод, при якому дрібні бульбашки повітря прилипають до частинок забруднювача (наприклад, нафтопродуктів або гідроксидів металів) і піднімають їх на поверхню, де вони утворюють піну, яку потім видаляють.

Метод флотації використовується для вилучення зважених частинок, емульгованих олій та інших забруднень із стічних вод. При очищенні від іонів ВМ цей метод зазвичай застосовують у комбінації з попереднім реагентним осадженням (після переведення металів у нерозчинні гідроксиди) або у вигляді спеціалізованої іонної флотації чи преципітаційної флотації з використанням поверхнево-активних речовин.

Переваги методу. Висока швидкість процесу. Флотація дозволяє інтенсифікувати процес розділення фаз. Частинки спливають на поверхню набагато швидше, ніж відбувається природне гравітаційне осадження (відстоювання), що скорочує час обробки води.

Компактність обладнання. Завдяки високій швидкості процесу необхідне обладнання (флотаційні установки) займає менше місця в порівнянні з традиційними відстійниками.

Ефективність для легких та дрібних частинок. Метод ідеально підходить для видалення дуже дрібних, легких або колоїдних частинок (включаючи гідроксиди металів), які погано осідають під дією сили тяжіння.

Висока концентрація видаленого продукту. Продукт флотації (піна, що збирається на поверхні) має відносно низьку вологість і високу концентрацію забруднень, що полегшує його подальшу обробку та зневоднення.

Можливість одночасного видалення інших забруднень. Разом з гідроксидами металів метод ефективно видаляє нафтопродукти, жири, олії та деякі органічні речовини, що часто присутні у стічних водах гальваніки.

Недоліки методу. Потреба у застосуванні додаткових реагентів. Для ефективної флотації необхідне використання спеціальних хімікатів: коагулянтів, флокулянтів, колекторів (ПАР, що прилипають до частинок) та піноутворювачів. Це збільшує експлуатаційні витрати та додає вторинні хімічні домішки у воду.

Чутливість до складу води та рН. Ефективність флотації сильно залежить від властивостей стічної води (рН, поверхневий натяг, наявність інших іонів). Потрібен ретельний контроль і коригування цих параметрів.

Утворення токсичного флотаційного шламу. Як і при осадженні, утворюється токсичний осад (або пінний концентрат), насичений важкими металами та хімікатами, який потребує спеціальної утилізації або захоронення.

Недостатня глибина очищення (як самостійний метод). Флотація рідко забезпечує ступінь очищення, достатній для скидання води у водойми або повторного використання без подальшого доочищення іншими методами (наприклад, сорбцією або іонним обміном).

Складність контролю процесу піноутворення. Надмірне або недостатнє піноутворення може знизити ефективність процесу та ускладнити експлуатацію установки.

Інтегровані та інноваційні підходи до вибору методів регенерації стічних вод гальванічних виробництв. Відповідно до таблиці 1 [1], основними напрямками очищення СВ гальванічних виробництв від іонів ВМ є реагентний та електрохімічні методи очищення [2, 12, 13]. Ці методи очищення мають ряд переваг: проста технологічна схема при експлуатації обладнання, зручність автоматизації його роботи, скорочення виробничих площ під розміщення очисних споруд. Проте самостійно не дозволяють досягти норм ГДК стічних вод, особливо у важких металах; отримати повернення води на оборотне водопостачання гальванічного виробництва або досягти повної утилізації цінних компонентів.

Таким чином, впровадження інтегрованих схем очищення, що поєднують різні методи, забезпечує максимальну ефективність процесу, мінімізує вплив на довкілля та оптимізує економічні показники виробництва. Оптимальна схема очищення стічних вод гальванічних виробництв, як правило, є комбінованою [15]. Вона поєднує методи попередньої підготовки (реагентне осадження/коагуляція) з методами глибокого очищення та регенерації (іонний обмін, мембранні технології або електрохімічні методи) для досягнення максимальної ефективності та реалізації принципів циркулярної економіки.

Найбільшу ефективність показують комплексні багатоступеневі системи, що поєднують різні методи. Типова схема може включати:

1. *Локальну обробку.* Відновлення або окиснення іонів до небезпечних сполук.
2. *Попередню очистку.* Коагуляція (флокуляція), фільтрація.
3. *Глибоку очистку та регенерацію.* Іонний обмін або мембранні технології для знесолювання.
4. *Обробку концентратів.* Вакуумне випарювання та кристалізація для досягнення нульового скиду.

Таблиця 2 – Методи очищення та знешкодження кислотно-лужних СВ
гальвановиробництв [1]

Метод	Область застосування	Переваги	Недоліки
Реагентний	Для стоків різних обсягів із різною концентрацією забруднень	Очищення до ГДК. Можливість очищення окремих стоків та суміші. Легко автоматизується. Стабільний процес	Немає повернення води в обіг, високий вміст солі. Неможливе вилучення осаджених іонів. Складність схеми
Електрокоагуляція	Для Cr-стоків з витратою до 100 м ³ /год і концентрацією Cr до 200 мг/дм ³	Очищення до ГДК. Повернення води в обіг без реагентів. Малі габарити установки	Висока витрата металу на розчинні аноди, їх пасивація. Неможливість очищення стоків без розведення
Електродіаліз	Для локального очищення стоків окремих гальванічних процесів	Очищення до ГДК. Повернення очищеної води та вилучених іонів в обіг. Малі габарити, проста схема	Висока витрата енергії. Необхідність очищення від механічних та органічних домішок перед діалізом
Зворотній осмос і ультрафільтрація	Для локального очищення стоків окремих видів покриттів	Очищення до ГДК. Повернення води та іонів в обіг. Економія енергії. Простота схеми	Концентраційна поляризація. Нестійкість мембран після концентрування
Іонний обмін	Для стоків з витратою до 500 м ³ /год та вмісту Cr до 400 мг/дм ³ при роздільному та загальному скиданні у каналізацію	Очищення до ГДК. Повернення очищеної води у виробництво. Можливість очищення змішаних стоків та селективного виділення іонів	Потрібне попереднє очищення та герметична схема. Утворення елюатів, їх додаткове знешкодження. Дефіцитність смол

Інноваційні напрямки іноді включають використання нових сорбентів із промислових відходів, фотокаталітичну очистку та плазмову обробку.

Регенерація стічних вод гальванічних виробництв має значні екологічні та економічні переваги перед традиційними схемами очищення з подальшим скидом. Вона є ключовим елементом переходу до сталого виробництва та циркулярної економіки.

Екологічні аспекти регенерації стічних вод. Впровадження систем регенерації кардинально змінює підхід до управління водними ресурсами та відходами, мінімізуючи негативний вплив гальванічного виробництва на навколишнє середовище.

Запобігання забрудненню водойм та ґрунтів. Головна екологічна перевага полягає в усуненні скидів високотоксичних стічних вод, що містять важкі метали (Cr, Ni, Cu, Zn), цианіди та кислоти, у природні водні об'єкти або міську каналізацію. Це захищає екосистеми від кумулятивного токсичного впливу.

Збереження водних ресурсів. Гальванічні виробництва є одними з найбільших споживачів води в промисловості. Системи регенерації та зворотного водопостачання дозволяють повертати до 90-95% очищеної води назад у виробничий цикл, значно знижуючи споживання свіжої води.

Зменшення обсягів небезпечних відходів. Традиційні методи очищення (наприклад, реагентне осадження) генерують великі обсяги токсичного шламу, який потребує спеціалізованого та дорогого захоронення. Методи регенерації (іонообмін, електроліз, мембранні технології) дозволяють концентрувати забруднювачі або вилучати їх у товарній формі, мінімізуючи обсяг кінцевих відходів.

Відповідність жорстким екологічним нормативам. Постійне посилення екологічних стандартів та нормативів гранично допустимих скидів (ГДС) робить традиційні методи недостатніми. Регенераційні технології дозволяють досягати надзвичайно низьких концентрацій забруднювачів, забезпечуючи дотримання законодавчих вимог.

Економічні аспекти регенерації стічних вод. Екологічні інвестиції в регенераційні технології є економічно виправданими та часто забезпечують швидку окупність за рахунок прямої та непрямой економії.

Скорочення витрат на водопостачання та водовідведення. Замкнені цикли водокористування різко знижують платежі за спожиту свіжу воду та скидання стоків у каналізацію.

Повернення цінних компонентів у виробництво. Багато методів регенерації (особливо електроліз та іонний обмін) дозволяють вилучати дорогі метали (мідь, нікель, цинк) у вигляді металевого брухту, солей або концентрованих розчинів, які можна повторно використовувати або реалізувати. Це створює додатковий потік доходу.

Зниження витрат на реагенти. Деякі регенераційні методи (наприклад, мембранні та електрохімічні) мінімізують або виключають використання дорогих хімічних реагентів, необхідних для традиційного осадження.

Економія на утилізації відходів. Зменшення обсягів небезпечного шламу або його переведення в менш небезпечну форму значно знижує витрати на транспортування та захоронення відходів.

Зниження екологічних ризиків та штрафів. Дотримання екологічного законодавства дозволяє уникнути великих штрафів за наднормативні скиди, судових позовів та зупинки виробництва контролюючими органами.

Підвищення інвестиційної привабливості. Екологічно відповідальне виробництво має кращу репутацію, що може бути перевагою на ринку та при залученні інвестицій.

Методи регенерації промислових стічних вод гальванічних виробництв є основою для створення екологічно чистих та ресурсозберігаючих технологій. Іонний обмін, мембранні процеси, електрохімічні методи та випарювання дозволяють ефективно вилучати цінні компоненти. Впровадження комплексних систем, націлених на нульовий скид, є ключовим напрямком розвитку гальванічної галузі в рамках концепції сталого розвитку.

В сучасних умовах зусилля промислових підприємств при утилізації відходів мають бути спрямовані не лише на мінімізацію утворення відходів, а й на виділення з них цінних компонентів, їхню рециркуляцію та вторинне використання. Головною метою при виборі методів та способів очищення СВ та відходів гальванічного виробництва має бути їх економічна доцільність та забезпечення екологічної безпеки виробництва.

Проблема виробничого втілення наукових розробок з найбільшим народногосподарським економічним ефектом є найбільш актуальною в загальній організації взаємодії науки і виробництва.

ЛІТЕРАТУРА

1. Огляд екологічних та медичних наслідків поводження з відходами: муніципальні тверді відходи та аналогічні відходи.
[URL://www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/69391/pb9052ahealth-report-040325.pdf](https://www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/69391/pb9052ahealth-report-040325.pdf).
2. Касимов О.М. Сучасні проблеми і рішення в системі управління безпечними відходами / О.М. Касимов, В.Т. Семенов, Н.Г. Щербань, В.В. М'ясоєдов – Харків: ХНАГХ, 2008. – 510 с.
3. Minelgaite A., Liobikiene G. (2019). Waste problem in European Union and its influence on waste management behaviours. *Science of The Total Environment*, 667, 86–93.
DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.02.313>.
4. Cherep A.V., Hutsman, A.O. (2019). Social responsibility of industrial enterprises for environmental protection. *VisnykZhDTU*, 1(87), 54–59.
DOI: [http://dx.doi.org/10.26642/jen-2019-1\(87\)-54-59](http://dx.doi.org/10.26642/jen-2019-1(87)-54-59).
5. ДСанПіН 2.2.7.029-99. (1999). Гігієнічні вимоги щодо поводження з промисловими відходами та визначення їх класу небезпеки для здоров'я населення. Затверджено від 1 липня 1999 р., Київ, 21.

6. Król A. Effect of high temperature on immobilization of heavy metals in concrete with an addition of galvanic sludge. *WIT Transactions on Ecology and the Environment*, 2018; 109: 331–339. DOI: <http://doi.org/10.2495/wm080351>
7. González-Corrochano B., Alonso-Azcárate J., Rodríguez L., Lorenzo A.P., Torío M.F., Ramos J.J. T. et. al. Valorization of washing aggregate sludge and sewage sludge for lightweight aggregates production. *Construction and Building Materials*, 2016; 116: 252–262. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.095>
8. Bednarik V., Vondruska M., Koutny M. Stabilization/solidification of galvanic sludges by asphalt emulsions. *Journal of Hazardous Materials*, 2005; 122(1–2): 139–145. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2005.03.021>
9. Castañeda Bocanegra J.J., Espejo Mora E., Cubillos González G.I. Encapsulation in ceramic material of the metals Cr, Ni, and Cu contained in galvanic sludge via the solidification/stabilization method. *Journal of Environmental Chemical Engineering*, 2017; 5(4): 3834–3843. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.jece.2017.07.044>
10. Ol'shanskaya L.N., Lazareva E.N., Bulkina L.A. Recycling of Heavy Metals and Their Compounds from Galvanic Sludges to Produce Pigments and Fillers and the Active Species of Nickel–Iron (Cadmium) Battery Cathodes. *Chemical and Petroleum Engineering*, 2016; 52(1–2): 138–142. DOI: <http://doi.org/10.1007/s10556-016-0163-z>
11. Gupta V.K., Ali I. *Environmental Water*. Amsterdam: Elsevier, 2013; 1: 232. DOI: [10.1016/C2011-0-05782-4](http://doi.org/10.1016/C2011-0-05782-4).
12. Renu A.M., Singh K. Methodologies for removal of heavy metal ions from wastewater: an overview. *Interdisciplinary Environmental Review*, 2017; 18(2): 124–142. DOI: 10.1504/IER.2017.10008828.
13. Gunatilake S.K. Methods of Removing Heavy Metals from Industrial Wastewater. *Journal of Multidisciplinary Engineering Science Studies (JMESS)*, 2015; 1(1): 12–18.

14. Datsenko V., Khimenko N., Egorova L., Svishchova Ya., Dubyna O., Budvytska O., Lyubymova N., Pasternak V., Pusik L. Construction of the algorithm for assessing the environmental safety of galvanic sludges. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 2019; 6(10(102)): 42-48. DOI: 10.15587/1729-4061.2019.188251
15. Larin V.I., Datsenko V.V., Yehorova L.M. (2020). Development and optimization of stages of technological process of purification of the spent pickling solutions from copper and zinc ions. *Chemistry and Chemical Technology*, 4, 88–95. DOI: <http://dx.doi.org/10.32434/0321-4095-2020-131-4-88-95>

ХІМІЧНЕ РОЗЧИНЕННЯ БЕРИЛІВОЇ БРОНЗИ БрБ2 В ВОДНИХ РОЗЧИНАХ НА ОСНОВІ FeCl_3

Литовченко В.В. ДХ-31-23

*Науковий керівник: канд. хім. наук, доцент, Єгорова Л.М.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Електроніка – область науки і техніки, яка найбільш швидко розвивається, одне покоління змінює інше кожні три-п'ять років. Друковані плати є основними носіями міжз'єднань в електроніці і від їх якості залежать основні характеристики електронної апаратури. На цих виробництвах використовують фольгу з міді та її сплавів, у тому числі мідно-берилієвих сплави. [1]. Сплав БрБ2 завдяки своєму унікальному поєднанню властивостей (хороша електропровідність, механічна міцність і пружинні властивості) є одним із стандартних у виробництві електричних роз'ємів і пружинних деталей датчиків перетворення. Дуже важливо дотримуватися в цих технологіях мінімального пошкодження поверхневого шару берилієвої бронзи, тому для підготовки поверхні вибирають хімічний процес травлення.

Питання селективного розчинення мідних сплавів, розглянуто у багатьох авторів [2]. Це обумовлено, перш за все, необхідністю захисту конструкційних матеріалів від селективної корозії, яка є причиною різкого і незворотного погіршення механічних властивостей металевих сплавів та призводить до їх повного руйнування. Поряд з негативними ефектами селективного розчинення сплавів активно вивчається можливість застосування процесу вибіркового розчинення дво- і багатокомпонентних твердих розчинів для отримання високорозвинених, мікро- і нанопористих матеріалів [3]; найбільш відомим прикладом процесу є скелетний нікель, синтезований Рене на початку минулого століття [4].

Мета: дослідження хімічної іонізації, селективності розчинення сплаву БрБ2 в розчинах на основі FeCl_3 та морфології його поверхні після травлення.

Хімічне травлення БрБ2 вивчали за допомогою експериментальних методів дослідження: гравіметричного, електронно-зондового мікроаналізу, атомно-абсорбційної спектрометрії.

Швидкість розчинення електрода зі сплаву БрБ2 в різних електролітах вивчали за допомогою методу ВДЕ при швидкості обертання 74 об/с, що дозволяє імітувати гідродинамічні умови струменевого травлення і зняти дифузійні обмеження по відведенню продуктів розчинення мідної складової сплаву в об'єм розчину. На підставі результатів попередніх досліджень з визначення швидкості іонізації сплаву БрБ2 в різних електролітах за основний склад травильного розчину обрано розчин FeCl_3 . Розчинення сплаву БрБ2 в розчинах FeCl_3 значно вище, ніж в інших досліджуваних розчинах травлення, що обумовлено високою окислювальною здатністю Fe^{3+} . На підставі аналізу значення швидкості розчинення сплаву БрБ2 було обрано ряд складів травильних розчинів з високою швидкістю іонізації сплаву, в яких досліджено селективність розчинення компонентів берилієвої бронзи, що представлено в табл. 1:

Таблиця 1 – Результати дослідження швидкості і селективності розчинення берилієвої бронзи в розчинах на основі FeCl_3
(час травлення – 20 хв., $\omega=74$ об·с⁻¹)

	Склад розчину, моль/л	$V \cdot 10^{-3}$, кг/м ² ·с	Вміст іонів, г/л		Коефіцієнти селективності компонентів сплаву	
			Be^{2+}	Cu^{2+}	Z_{Be}	Z_{Cu}
1	0,5 М FeCl_3	1,61	0,0964	5,04	0,95	1,1
2	0,75 М FeCl_3	2,1	0,0544	3,71	0,7	1,39
3	1,0 М FeCl_3	2,6	0,0915	5,57	0,8	1,24
4	0,5М FeCl_3 + 1,5М KNO_3	1,67	0,047	4,7	0,5	2,04
5	0,5М FeCl_3 + 1,5М KNO_3 + 0,5М HCl	1,97	0,0413	3,53	0,6	1,7
6	0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_3$	2,17	0,0628	3,86	0,81	1,25
7	0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_3$ + 0,25М H_2SO_4	1,84	0,0459	2,27	1,0	1,0
8	0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_3$ + 0,5М HCl	2,4	0,0625	3,45	0,9	1,1
9	0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_3$ + 0,5М HNO_3	2,26	0,06948	4,27	0,8	1,25

Кількісними показниками, за допомогою яких можна судити про рівномірність або вибірковість розчинення сплавів, є коефіцієнт селективності розчинення Z . Коефіцієнти Z_{Be} і Z_{Cu} для берилієвої бронзи були розраховані на підставі результатів атомно-абсорбційного аналізу розчинів за концентраціями іонів міді та цинку, що перейшли в розчин, і за даними про точний склад сплаву БрБ2.

Як видно з таблиці 1, високошвидкісне і рівномірне розчинення сплаву спостерігається в розчинах складу 1 і 7,8. Швидкість розчинення БрБ2 в розчині складу 8 дещо вища, ніж швидкість травлення в розчині 1 і в розчині 7. Це можна пояснити тим, що розчинення мідної компоненти забезпечується взаємодією з іонами окислювача Fe^{3+} і утворенням хлоридних комплексів Cu(I) , але в міру виснаження травильного розчину їх концентрація зменшується і розчинення буде сповільнюватися. Таким чином, хлоридна добавка необхідна для підтримки розчинення мідної компоненти, в якості якої було застосовано HCl . Найвища швидкість травлення БрБ2 в розчині з хлоридною кислотою. Для берилію основним фактором, що забезпечує розчинення, є кислотність розчинів, яку також підтримує добавка HCl .

Швидкість травлення залежить від концентрації іонів міді в розчині. При занадто малому і занадто великому вмісту іонів міді в розчині відбувається різка зміна швидкості травлення. Як видно з гістограми (рис.1) залежності швидкості розчинення сплаву БрБ2 від змісту Cu^{2+} (г/л), в розчині після травлення найбільші і найменші значення швидкості іонізації берилієвої бронзи при досить великому вмісті іонів міді(II) в розчинах № 2 і 8.

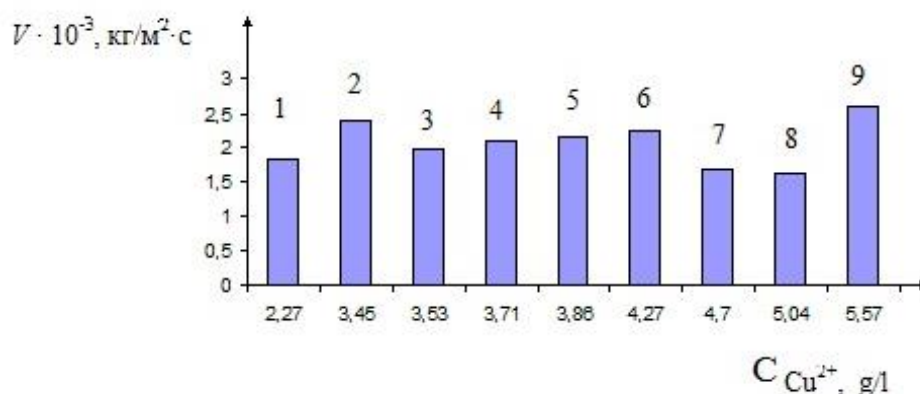


Рисунок 1 – Гістограма залежності швидкості розчинення ($\tau=20$ хв.) сплаву БрБ2 від концентрації іонів міді у розчинах складу: 1 – $0,5M FeCl_3 + 0,5M Fe(NO_3)_3 + 0,25M H_2SO_4$; 2 – $0,5M FeCl_3 + 0,5M Fe(NO_3)_3 + 0,5M HCl$; 3 – $0,5M FeCl_3 + 1,5M KNO_3 + 0,5M HCl$; 4 – $0,75 M FeCl_3$; 5 – $0,5M FeCl_3 + 0,5M Fe(NO_3)_3$; 6 – $0,5M FeCl_3 + 0,5M Fe(NO_3)_3 + 0,5M HNO_3$; 7 – $0,5M FeCl_3 + 1,5M KNO_3$; 8 – $0,5 M FeCl_3$; 9 – $1,0 M FeCl_3$

Вивчено морфологію поверхні електрода з БрБ2 після травлення в розчинах з найбільшим значенням швидкості травлення і рівномірності розчинення по компонентах сплаву – склади розчинів 1, 7, 8, 9 (див. табл. 1). На мікрофотографіях протравленої поверхні відсутні щільні шари пасивуючих сполук. Фокусуванням електронного пучка на білі включення, які видно на мікрофотографіях, було встановлено сольову (хлориди) та оксидну природу цих сполук.

ЛІТЕРАТУРА

1. Walker P. Handbook of metal etchants / P. Walker, W. H. Tarn / CRC Press LLC Boca Raton Boston London NewYork Washington, D.C., 1991 – 1415 p.
2. Altenberger I. Material properties of high-strength beryllium-free copper alloys / I. Altenberger, H. A. Kuhn and H. R. Müller // Int. J. Materials and Product Technology. – 2015– Vol. 50, No. 2, – P.124-145.

3. Choucri J. Corrosion behavior of different brass alloys for drinking water distribution systems / J. Choucri, F. Zanotto, V. Grassi, A. Baibo, M. Touhami, I. Mansouri, C. Monticelli // *Metals*. - 2019 - № 9(649) - P. 1-19.
4. Erlebacher J. Dealloying of Binary Alloys Evolution of Nanoporosity. In book: *Dekker Encyclopedia of Nanoscience and Nanotechnology*. New-York (USA), CRC Press, SSSR, 1979, vol. 15, pp. 62—131. 2004, pp. 893 – 902.

ВИКОРИСТАННЯ ГАЛЬВАНОХІМІЧНИХ КАТОДНИХ МАТЕРІАЛІВ У ТЕХНОЛОГІЯХ ОЧИЩЕННЯ СТІЧНИХ ВОД ПІДПРИЄМСТВ З ВИРОБНИЦТВА БУДІВЕЛЬНОЇ ХІМІЇ

Гумен А.Р. ДХ-11-25

*Науковий керівник: канд. тех. наук, доцент, Гапон Ю.К.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Сучасний стан екологічної безпеки в Україні, обтяжений дефіцитом енергоресурсів та посиленням нормативів щодо скидання стічних вод у природні водойми, гостро потребує впровадження інноваційних, енергоефективних та маловідходних технологій очищення промислових стоків. Особливе місце у структурі техногенного навантаження посідають підприємства з виробництва будівельної хімії. Специфіка цієї галузі полягає у використанні широкого спектру органічних та неорганічних добавок: високомолекулярних пластифікаторів, модифікаторів структури бетону, протиморозних добавок та гідрофобізаторів. Як наслідок, такі підприємства генерують стічні води з надзвичайно складним та не постійним фізико-хімічним складом.

Основними токсикантами в таких стоках є синтетичні поверхнево-активні речовини різних класів, фенольні сполуки, синтетичні барвники, а також йони важких металів (Zn, Cu, Cr, Ni та ін.), що потрапляють у воду у складі пігментів та каталізаторів синтезу. Висока стабільність цих сполук до біодеградації та їхня здатність до утворення стійких колоїдних систем роблять процес очищення технологічно складним завданням.

Традиційні підходи, такі як реагентна коагуляція, адсорбція на активованому вугіллі або мембранне розділення, мають низку суттєвих недоліків. Зокрема, вони характеризуються високою вартістю експлуатації, необхідністю використання значної кількості хімічних реагентів, що призводить до вторинного засолення води, та утворенням значних об'ємів важковідфільтровуваних шламів, які потребують дорогої утилізації [1,2].

У цьому контексті альтернативним і надзвичайно перспективним напрямком є гальванохімічне очищення (гальванокоагуляція). Даний метод базується на роботі внутрішніх короткозамкнених мікро- та макрогальванопар, що утворюються при контакті металів з різними електрохімічними потенціалами. Перевагою методу є відсутність потреби у зовнішньому джерелі струму та автоматична генерація активних деструкторів (радикалів) і коагулянтів безпосередньо у об'ємі реактора [3].

Проте аналіз промислової експлуатації таких установок свідчить, що їхня ефективність критично залежить від природи та стану поверхні електродних матеріалів. Зокрема, стабільність роботи системи, швидкість деструкції органічних сполук та селективність вилучення металів безпосередньо визначаються каталітичною активністю та антикорозійною тривкістю катодних матеріалів. Для підбору оптимальних катодних матеріалів при очищенні стічних вод будівельної хімії доцільно керуватися характеристиками матеріалів та їх здатністю вилучати специфічні забруднювачі, що наведені у Таблиці 1.

Таблиця 1 – Катодні матеріали для гальванохімічного очищення стічних вод будівельної хімії

№	Катодний матеріал	Основні характеристики	Переваги	Приклади забруднювачів
1	Молібден	Висока електропровідність, корозійна стійкість	Тривалий термін служби,	Іони Zn^{2+} , Cu^{2+} , Ni^{2+} , Cr^{3+}
2	Графіт	Хімічно інертний, дешевий	Стійкість до корозії, доступність	Барвники, феноли, поліакрилові пластифікатори
3	Нержавіюча сталь	Механічна міцність, стійкість до корозії	Підвищена зносостійкість	Іони важких металів, синтетичні ПАР
4	Вольфрам + Fe/Ni	Сплав із підвищеною міцністю	Висока антикорозійна стійкість, ефективне відновлення металів	СПАРи, фенольні сполуки, барвники
5	Графітований або платинований титан	Висока електрокаталітична активність	Тривалий термін служби,	Полімерні пластифікатори, фенольні добавки

Католи виготовляють із матеріалів, що забезпечують тривалий термін експлуатації: молибдену, графіту, нержавіючої сталі, а також сплавів вольфраму із залізом або нікелем. Високу ефективність демонструють сталеві католи з покриттям у вигляді тернарного сплаву Co-Mo-W, що відзначаються підвищеною зносостійкістю та корозійною стійкістю [4,5].

Електроосадження цього потрійного сплаву здійснюють із комплексних полілігандних електролітів у двох режимах: за постійного струму з густиною 2–6 А/дм² або уніполярного імпульсного струму. Параметри імпульсного режиму включають амплітуду катодної густини струму 4–12,5 А/дм², тривалість імпульсу 1–20·10⁻³ с та паузи 2–20·10⁻³ с. Технологія нанесення передбачає постійне перемішування електроліту за одночасного нагрівання.

Суттєвою перевагою такого методу отримання катодних матеріалів є можливість електрохімічного вилучення кобальту, молибдену та вольфраму з відпрацьованого електроліту. При цьому промивні води не потребують спеціальних методів очищення і можуть бути спрямовані безпосередньо у загальні кислотно-лужні стоки підприємства.

Такий тип катодного матеріалу демонструє універсальність, ефективно працюючи як при відновленні іонів важких металів, так і при руйнуванні складних молекул пластифікаторів та синтетичних поверхнево-активних речовин. Застосування уніполярного імпульсного струму з амплітудою катодної густини до 12,5 А/дм² дозволяє точно контролювати фазовий склад та шорсткість поверхні, що безпосередньо підвищує каталітичну активність електрода в процесі гальванокоагуляції. Додатковою перевагою даної технології є можливість повної регенерації металів із відпрацьованого електроліту, що робить процес виготовлення самих катодних матеріалів екологічно безпечним та ресурсощадним.

Отже, на основі проведеного аналізу встановлено, що гальванохімічне очищення є найбільш перспективним та енергоефективним методом видалення специфічних забруднювачів зі стічних вод підприємств будівельної хімії. Визначальну роль у підвищенні ефективності цього процесу відіграє

використання інноваційних катодних матеріалів, зокрема тернарного сплаву Co-Mo-W, який забезпечує високу швидкість деструкції органічних сполук та виняткову стійкість до корозії. Впровадження таких технологічних рішень дозволить суттєво знизити техногенне навантаження на довкілля при одночасному зменшенні витрат на експлуатацію очисних споруд.

ЛІТЕРАТУРА

1. Bharti M., Das P. P., Purkait M. K. A review on the treatment of water and wastewater by electrocoagulation process: Advances and emerging applications // *Journal of Environmental Chemical Engineering*. 2023. Vol. 11, issue 6. Article 111558.
2. Shah A. A., Walia S., Kazemian H. Advancements in combined electrocoagulation processes for sustainable wastewater treatment: A comprehensive review of mechanisms, performance, and emerging applications // *Water Research*. 2024. Vol. 252. Article 121248.
3. Bakry S. A., Matta M. E., Noureldin A. M., Zaher K. Performance evaluation of electrocoagulation process for removal of heavy metals from wastewater using aluminum electrodes under variable operating conditions // *Desalination and Water Treatment*. 2024. Vol. 318. Article 100396.
4. Hapon Y., Tregubov D., Chyrkina M., Romanova M. Co-Mo-W Galvanochemical Alloy Application as Cathode Material in the Industrial Wastewater Treatment Processes. *Materials Science Forum*. 2021. V. 1038. P. 251–257.
5. Hapon Yu., Tregubov D., Slepuzhnikov E., Lypovyi V. (2022). Cluster Structure Control of Coatings by Electrochemical Coprecipitation of Metals to Obtain Target Technological Properties. *Solid State Phenomena*. 2022. V.334. P. 70–76

ЗМІСТ

<i>Секція «Мости, конструкції та будівельна механіка»</i>	3
<i>Костянтин БАРАБАШ ДМ-46-22, асп. Кирило ВЕРБИЦЬКИЙ</i> ЗАСТОСУВАННЯ ПК ALLPLAN ДЛЯ ВАРІАТИВНИХ ЗМІН МОДЕЛІ МОСТУ	4
<i>Ірина ДОРОЖКО ДМ-41-22</i> АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕБЕТОННОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ МЕРЛА	11
<i>Дмитро АНДРУСЯК ДМ-41-22</i> МІЦНІСТЬ КРИЗЬ ТИСЯЧОЛІТТЯ: КОНСТРУКТИВНІ ІННОВАЦІЇ В БУДІВНИЦТВІ РИМСЬКИХ МОСТІВ НА ТЕРИТОРІЇ ІСПАНІЇ	21
<i>Антон ШЕВЧЕНКО, Артем МОСТОВИЙ ДМ-41-22</i> ОСОБЛИВОСТІ БУДІВНИЦТВА ПІДЗЕМНИХ ПАРКІНГІВ В УМОВАХ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ	27
<i>Ірина АНАХІНА ДМ-51-25</i> РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ АВТОМОБІЛЬНОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ МОКРІ ЯЛИ В С. ПЕРЕБУДОВА ВОЛНОВАСЬКОГО РАЙОНУ ДОНЕЦЬКОЇ ОБЛАСТІ	34
<i>Марія НЕУПОКОЄВА ДМ-51-25</i> РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ АВТОМОБІЛЬНОГО МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ МОКРІ ЯЛИ БІЛЯ С. НОВООЧЕРЕТУВАТЕ ВОЛНОВАСЬКОГО РАЙОНУ ДОНЕЦЬКОЇ ОБЛАСТІ	40
<i>Родіон СПИЦЯ ДМ-46-22, Едуард СОКОЛОВ ДМ-51-25</i> ОГЛЯД ТИПОВИХ ДЕФЕКТІВ МОСТОВИХ СПОРУД ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ПРОГОНОВОЮ БУДОВОЮ	3 48
<i>Кирило КУРЕНКОВ ДМ-46-22, Євгеній ТОМІЛІН ДМ-51-25</i> ОГЛЯД КОНСТРУКЦІЙ ШЛЯХОПРОВІДІВ ЧЕРЕЗ ЗАЛІЗНИЧНІ КОЛІЇ	58
<i>Володимир ЛИСЕНКО ДМ-46-22, Олександр ЧАУС ДМ-51-25</i> БУДІВНИЦТВО ШЛЯХОПРОВІДУ ЧЕРЕЗ ЗАЛІЗНИЧНУ КОЛЮ. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНІ АСПЕКТИ	66
<i>Євген КЛИМЕНКО, Арсеній ЗІНОВЄВ, Олег ЗОЛОТЬКО ДМ-46-22</i> РАЦІОНАЛЬНА КОНСТРУКЦІЯ ПІШОХІДНОГО МОСТУ	73

- Іван ОБОЛОНСКИЙ, Микола ПУГОЛОВОК ДМ-41-22*
 ВИКОРИСТАННЯ ПК «ЛІРА-САПР» ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНІЙ МОСТІВ 80
- Андрій НАДОЛЕНКО, Олексій МАРТИМЯНОВ, Юрій МОРГАЧЕВ ДМ-51-25*
 АНАЛІЗ РОБОТИ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ ЗА ТИПОВИМ ПРОЄКТОМ ВИПУСК 56 НА СУЧАСНІ НАВАНТАЖЕННЯ 94
- Єгор ТЕРЕХ ДМ-51-25*
 АДИТИВНІ ТЕХНОЛОГІЇ ЗВЕДЕННЯ БЕТОННИХ МОСТІВ 104
- Олександр ГАРКАВИЙ ДМ-51-25*
 ІНТЕЛЕКТУАЛЬНЕ УПРАВЛІННЯ СТАНОМ МОСТОВОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ 111
- Ростислав ГРИГОРЕНКО ДМ-51-25*
 ВИКОРИСТАННЯ ВОЛОКОННО-АРМОВАНИХ ПОЛІМЕРІВ У БУДІВНИЦТВІ МОСТІВ 115
- Олена ВОРОВІК ДМ-51-25*
 РОЛЬ ВІМ-ТЕХНОЛОГІЙ В ОРГАНІЗАЦІЇ ТА УПРАВЛІННІ БУДІВНИЦТВОМ ВЕЛИКИХ СПОРУД 118
- В'ячеслав БЕЗДРАБКО ДМ-51-25*
 ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТУ ЧЕРЕЗ Р. ЛОПАНЬ НА ПРОБИВЦІ УЗВОЗУ КЛОЧКІВСЬКОГО В М. ХАРКІВ 124
- Владислав СЕВЕРИН ДМ-51-25, Діана ГАЙВАРОНСЬКА ДМ-46-22*
 МЕТОДИКИ ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТРУБОБЕТОННИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ НЕСНИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД 130
- Максим ПОСОХОВ, Богдан ТКАЧЕНКО ДМ-51-25*
 ЗАСТОСУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ КОМПЕНСАЦІЙНОГО НАГНІТАННЯ ДЛЯ ЗАХИСТУ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ 138
- Дмитро ШНУРКО, Віктор ПОЛШКОВ ДМ-46-22*
 СУЧАСНІ СВІТОВІ ТЕНДЕНЦІЇ КОНСТРУКТИВНО-ПЛАНУВАЛЬНИХ РІШЕНЬ ТРАНСПОРТНИХ ПЕРЕСАДНИХ ВУЗЛІВ 143

Сергій ПАЛАМАРЧУК, Данило ПИЛИПЕНКО, Олексій ПОСОБИЛОВ
 ДМ-51-25 151
 НОВІ ВИДИ ЗБІРНИХ ТУНЕЛЬНИХ ОПРАВ

Денис ВАСИЛЬЄВ, Максим ВОЛОБУЄВ ДМ-41-22 157
 ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ
 КОНСТРУКЦІЙ В ПАРКІНГАХ

Секція «Хімія та хімічні технології» 161

Андрій РОМАНЮК ДХ-41-22 162
 КОРОЗИЙНІ ПРОЦЕСИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
 МОСТОВИХ СПОРУД

Владислав ШЕВЧУК ДХ-41-22 168
 РЕСУРСНА ЦІННІСТЬ ВІДВАЛЬНИХ ДОМЕННИХ ШЛАКІВ ДЛЯ
 ВИРОБНИЦТВА БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ

Валерія ЧУПРИНА ДХ-21-24 179
 ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТОДІВ РЕГЕНЕРАЦІЇ ПРОМИСЛОВИХ
 СТІЧНИХ ВОД ГАЛЬВАНІЧНОГО ВИРОБНИЦТВА ТА
 ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ ЇХ ПРОДУКТІВ У
 БУДІВЕЛЬНІЙ ГАЛУЗІ

Віталій ЛИТОВЧЕНКО ДХ-31-23 200
 ДОСЛІДЖЕННЯ МАЛОРОЗЧИННИХ СПЛУК ПІСЛЯ
 ТЕХНОЛОГІЧНОГО ПРОЦЕСУ ХІМІЧНОГО ТРАВЛЕННЯ
 БЕРИЛІЄВОЇ БРОНЗИ ТА МОЖЛИВОСТІ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ ЯК
 ДОБАВОК У БУДІВНИЦТВІ

Артем ГУМЕН ДХ-11-25 205
 ВИКОРИСТАННЯ ГАЛЬВАНОХІМІЧНИХ КАТОДНИХ
 МАТЕРІАЛІВ У ТЕХНОЛОГІЯХ ОЧИЩЕННЯ СТІЧНИХ ВОД
 ПІДПРИЄМСТВ З ВИРОБНИЦТВА БУДІВЕЛЬНОЇ ХІМІЇ

Збірник наукових праць

Секції

«Мости, конструкції та будівельна механіка»
і «Хімія та хімічні технології»

88-а міжнародна наукова конференція студентів
університету

30 березня – 03 квітня 2026 року

Матеріали опубліковано в авторській редакції мовою оригіналу

Відповідальний за випуск О.А. Овчаренко

Комп'ютерна верстка К.В. Бережна

Підп. до друку Формат 60 x 84/16. Папір офсетний
Гарнітура Times New Roman Суг. Друк цифровий
Умов. друк. арк. Обл.-вид. арк.
Зам. № 30/04/26, Тираж 60 прим.

Віддруковано ФОП Крамаренко Ю.М.
Свідоцтво про держреєстрацію АБ №815827
Від 22.03.13р.