

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту

«Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету)

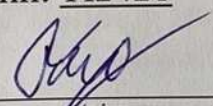
«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи
ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Обґрунтування параметрів капітального ремонту мосту на км 26+630
автомобільної дороги загального користування державного значення Н-25
за освітньою програмою «Будівництво та експлуатація
транспортної інфраструктури»

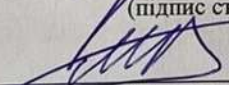
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: ТІ2421


(підпис студента)

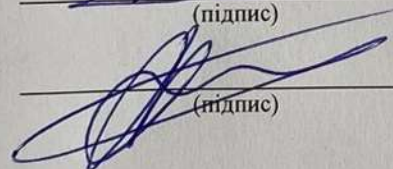
/ Кирил ТАРАНОВ /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ доц. Віталій МІРОШНИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

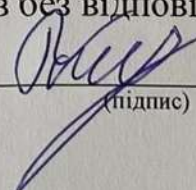
Нормоконтролер:


(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з
праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент


(підпис)

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies
Dnipro Institute of Infrastructure and Transport

Building, architecture and infrastructure

(faculty)

Transport infrastructure

(department)

Explanatory Note
to Master's Thesis

Master

(higher education degree)

on the topic: Substantiation of the parameters of the overhaul of the bridge at km 26+630
on national highway N-25

according to educational curriculum Construction and operation
of transport infrastructure

in the Specialization: 192 Building and civil engineering

(Specialization and its code)

Done by the student of the group: TI2421 / Kyryl TARANOV /

(name, surname)

Scientific Supervisor: / Assoc. Prof. Vitalii MIROSHNYK /

(position, name, surname)

Normative controller : / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /

(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Будівництво та експлуатація транспортної інфраструктури»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

_____ **Олексій ТЮТКІН**

(підпис)

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Таранову Кирилу Дмитровичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Обґрунтування параметрів капітального ремонту мосту на км 26+630 автомобільної дороги загального користування державного значення Н-25»

Керівник роботи: Мірошник Віталій Анатолійович, PhD

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затвержені наказом від «02» жовтня 2025 р. № 1401ст

2. Строк подання студентом роботи: «12» січня 2026 р.

3. Вихідні дані до роботи: Технічний звіт із обстеження автодорожнього мосту, інженерно-геологічні та інженерно-геодезичні вишукування.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1. Коротка характеристика автодорожнього мосту.

Розділ 2. Дефекти штучної споруди

Розділ 3. Розробка техніко-економічного порівняння варіантів ремонту мосту

Розділ 4. Розрахунок прогонової будови

Розділ 5. Розрахунок пального фундаменту у програмному комплексі Ліра

Висновки. Перелік посилань

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

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Опрацювання вихідних даних. Розділ 1. Коротка характеристика автодорожнього мосту. Розділ 2. Дефекти штучної споруди	10.11.2025	
2	Розділ 3. Розробка техніко-економічного порівняння варіантів ремонту мосту. Розділ 4. Розрахунок прогонової будови	08.12.2025	
3	Розділ 5. Розрахунок пальового фундаменту у програмному комплексі Ліра. Висновки. Оформлення ВКР.	05.01.2026	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	11.01.2026	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	12.01.2026	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	20.01.2026	

Студент

_____ (підпис)

Кирил ТАРАНОВ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Віталій МІРОШНИК

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

62 стор., 44 рис., 5 табл., 18 літературних джерел.

Об'єкт дослідження – міст на км 26+630 автомобільної дороги загального користування державного значення Н-25.

Мета роботи – обґрунтування параметрів капітального ремонту мосту на км 26+630 автомобільної дороги загального користування державного значення Н-25 (обхід с. Дубровиця) з урахуванням сучасних вимог до надійності, довговічності та безпеки експлуатації мостових споруд.

Метод дослідження – Аналітичний розрахунок. Розрахунок з допомогою розрахункового програмного комплексу Ліра.

В магістерській роботі були розроблені варіанти капітального ремонту автодорожнього мосту. Виконано техніко-економічне порівняння варіантів і визначення оптимального. Виконано розрахунок прогонової будови з монолітною плитою під тимчасові навантаження А15 і НК-100. Виконано аналітичний розрахунок пального фундаменту та розрахунок палі в програмному комплексі Ліра.

У програмному комплексі Ліра виконано чисельне моделювання роботи пального фундаменту з урахуванням взаємодії палі з ґрунтовою основою

Ключові слова: АВТОДОРОЖНІЙ МІСТ, КАПІТАЛЬНИЙ РЕМОНТ, ДЕФЕКТИ ШТУЧНОЇ СПОРУДИ, РОЗРАХУНОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ, ПАЛЕВИЙ ФУНДАМЕНТ.

ЗМІСТ

РЕФЕРАТ	5
ВСТУП.....	8
РОЗДІЛ 1 КОРОТКА ХАРАКТЕРИСТИКА АВТОДОРОЖНЬОГО МОСТУ	10
1.1 Загальні відомості	10
1.2 Мостове полотно	11
1.3 Прогонова будова.....	11
1.4 Опори та опорні частини моста	11
1.5 Підмостове русло та підходио	11
РОЗДІЛ 2	12
ДЕФЕКТИ ШТУЧНОЇ СПОРУДИ.....	12
2.1 Стан мостового полотна	12
2.2 Стан прогонової будови моста	15
2.3 Стан опор	18
2.4 Стан підходів та підмостового русла	23
2.5 Сполучення мосту з насипом.....	24
2.6 Відомість дефектів	25
РОЗДІЛ 3 РОЗРОБКА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНОГО ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РЕМОНТУ МОСТУ	26
3.1 Варіант №1	26
3.2 Варіант №2.....	29
3.3 Варіант №3.....	32
3.4 Порівняння варіантів	35
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ	36
4.1 Визначення зусиль у плиті	36
4.2 Підбір перерізу плит	43
4.3 Розрахунок плити на міцність за згинальним моментом.....	45
4.4 Розрахунок плити на міцність за поперечною силою	46

4.5 Розрахунок плити на витривалість за згинальним моментом	47
4.6 Розрахунок плити на тріщиностійкість	49
РОЗДІЛ 5 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ. РОБОТА У	
ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА.....	52
5.1 Несна здатність палі по ґрунту	53
5.2 Допустиме розрахункове навантаження на палю.....	54
5.3 Розрахунок палі в програмному комплексі Ліра	55
ВИСНОВКИ.....	60
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	62

ВСТУП

Транспортна інфраструктура є одним із ключових чинників розвитку економіки та забезпечення мобільності населення. Автомобільні дороги загального користування відіграють важливу роль у функціонуванні транспортної системи держави, забезпечуючи безперервне сполучення між населеними пунктами та регіонами. Невід'ємною частиною дорожньої мережі є мости та шляхопроводи, які забезпечують рух транспортних потоків через природні та штучні перешкоди. Від їхнього технічного стану залежить безпека руху, пропускна спроможність і надійність транспортних артерій.

Більшість мостових споруд України збудовано понад шістдесят років тому, що в умовах інтенсивної експлуатації, впливу кліматичних факторів і значних транспортних навантажень призводить до поступового зниження їхньої несучої здатності та довговічності. Тому питання своєчасного обстеження, оцінки технічного стану та виконання капітального ремонту мостів є надзвичайно актуальним для забезпечення стабільного функціонування дорожньої мережі. Рациональне обґрунтування параметрів ремонту дає змогу не лише відновити працездатність споруди, а й продовжити її термін служби при мінімальних економічних витратах.

Об'єктом дослідження у магістерській роботі є міст через меліоративний канал на км 26+630 автомобільної дороги державного значення Н-25 (обхід с. Дубровиця), побудований у 2003 році.

Для досягнення поставленої мети передбачено виконання таких основних завдань:

- проведення аналізу технічного стану елементів мостової споруди та визначення наявних дефектів;
- виконання перевірних розрахунків несучої здатності елементів конструкцій;
- обґрунтування вибору матеріалів та технології виконання ремонтних робіт;
- оцінка техніко-економічної ефективності запропонованих рішень.

У магістерській роботі розглянуто теоретичні та практичні аспекти проектування ремонту мостів, проаналізовано існуючий стан споруди, проведено необхідні

розрахунки та розроблено інженерні рішення для забезпечення надійної експлуатації мосту в подальшому. Запропоновані заходи спрямовані на підвищення довговічності конструкцій, покращення транспортно-експлуатаційних показників і забезпечення безпеки руху на ділянці автомобільної дороги Н-25.

Результати виконаної роботи можуть бути використані при розробленні проєктів капітального ремонту аналогічних мостових споруд та в практиці дорожньо-експлуатаційних організацій.

РОЗДІЛ 1

КОРОТКА ХАРАКТЕРИСТИКА АВТОДОРОЖНЬОГО МОСТУ

1.1 Загальні відомості

Міст по схемі 3х6,00 м, повною довжиною 18,10м, розташований на автомобільній дорозі загального користування державного значення Н – 25 Городище – Рівне – Старокостянтинів км 26+630 у Рівненській області, міст знаходиться на А/Д Н - 25 на обході с. Дубровиця. Міст побудований в 2003 році. Споруда через меліоративний канал, розташована на прямій ділянці в плані, поперечний ухил проїзної частини складає 16 проміле, поздовжній 10 проміле. Вона відповідає габариту Г- 9,85+2х1,0 м. та має підмостовий габарит – 3.5 м. Берегові опори обсіпні, пальові, однорядні з високим ростверком, проміжні опори- пальові, однорядні з високим ростверком. Споруда призначена для пропуску 2-х смуг руху автомобільного транспорту та розроблена під розрахункові тимчасові навантаження – А 11, НК-80.



Рисунок 1– Загальний вигляд мосту

1.2 Мостове полотно

Мостове полотно складається з проїзної частини 9,5 м - покриття асфальтобетон, два тротуари з накладних блоків шириною 1,0 м, дорожня огорожа комбінована: парапетна нарощена бар'єрною висотою 0,8 м, перильна огорожа металева висотою 1,1 м.

Поздовжній ухил – 10 проміле.

Поперечний ухил – 16 проміле.

Деформаційні шви закриті без армування покриття.

1.3 Прогонова будова

Прогонова будова моста – розрізна, загальною довжиною 18,10 м, за схемою 3х6,0 м, в поперечному перерізі складається з 12 плит суцільного перерізу довжиною 6,0 м, індивідуального проектування, об'єднаних між собою шпонковими стиками.

1.4 Опори та опорні частини моста

Берегові опори № 0, № 3 – обсіпні, пальові з високим ростверком.

Насадки - монолітні.

Проміжні опори № 1, №2 – пальові, з високим ростверком.

Ригелі - монолітні.

Опорні частини – два шари руберойду.

1.5 Підмостове русло та підходи

Покриття на підходах асфальтобетонне.

Максимальний поздовжній ухил – 10 проміле.

Підмостове русло - чисте. Глибиною 1 м, швидкість течії 0,2 м/сек.

РОЗДІЛ 2

ДЕФЕКТИ ШТУЧНОЇ СПОРУДИ

Деформації автодорожніх мостів є одним із найпоширеніших проявів погіршення їхньої технічної справності. Основними причинами таких деформацій виступають експлуатаційні та природні чинники, що діють протягом усього періоду служби споруди.

До експлуатаційних чинників належить перевищення розрахункових навантажень транспортних засобів, вібраційні впливи, а також порушення режиму руху на мосту. Надмірні або нерівномірно прикладені навантаження призводять до виникнення прогинів, тріщин у бетоні, зсувів прогонових будов і деформацій опор. Додатково впливає зношування дорожнього полотна, втрата зчеплення між конструктивними елементами та накопичення втомних пошкоджень у матеріалі.

Природні чинники також мають суттєвий вплив на деформаційний стан мостів. Коливання температури призводять до періодичних розширень і скорочень конструкцій, що викликає утворення тріщин та ослаблення з'єднань. Вплив вологи, замерзання та відтавання води в порах бетону сприяє його руйнуванню та розвитку мікротріщин. Крім того, агресивне середовище, особливо у містах та промислових районах, прискорює корозію арматури й сталевих елементів.

У сукупності ці фактори з часом призводять до змін у геометричних параметрах споруди, появи прогинів, перекосів і тріщин, що знижує довговічність та безпечність експлуатації мостів. Своєчасне обстеження, технічне обслуговування та профілактичні заходи є необхідними для запобігання розвитку деформацій і продовження терміну служби автодорожніх мостів.

2.1 Стан мостового полотна

По всій довжині мосту можна спостерігати: тріщини, бруд на мостовому полотні. Деформаційні шви закриті без армування покриття, гідроізоляція зруйнована, внаслідок чого відбувається протікання води на конструкції моста. Також, присутне

руйнування перильного огороження, що створює небезпеку руху та зниження комфортності проходу пішоходів.

Тому, мостове полотно перебуває в експлуатаційному стані 5 –непрацездатний стан.



Рисунок 2. Мостове полотно. Деформаційні шви закриті без армування покриття, гідроізоляція зруйнована, тріщини.



Рисунок 3. Мостове полотно. Тріщини, бруд на мостовому полотні



Рисунок 4. Мостове полотно. (Правий тротуар) - Руїнування перильної огорожі



Рисунок 5. Мостове полотно. (Лівий тротуар) - Руїнування перильної огорожі

2.2 Стан прогонової будови моста

Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання бітума, протікання води на прогонову будову спостерігаються по всій довжині мосту. Це призводить до зниження класу бетону, вантажопідйомності, замокання прогонової будови.

Отже, прогонова будова перебуває в експлуатаційному стані 4 – обмежено працездатний стан.



Рисунок 6. Прогонова будова 0-1. Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання води на прогонову будову



Рисунок 7. Прогонова будова 0-1. Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання води на прогонову будову



Рисунок 8. Прогонова будова 1-2. Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання води на прогонову будову



Рисунок 9. Фрагмент прогонової будови 1-2. Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання води на прогонову будову



Рисунок 10. Прогонова будова 2-3. Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання бітуму, протікання води на прогонову будову



Рисунок 11. Фрагмент прогонової будови 2-3. Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання бітуму, протікання води на прогонову будову

2.3 Стан опор

На берегових опорах утворилися вилуговування бетону, висоли, раковини. Можемо побачити просідання конуса, відсутність упор, протікання води на опорі.

На проміжних опорах присутні такі дефекти: вилуговування бетону, висоли, порушена вертикальність паль, відсутні упори, протікання води на опорі. Дані дефекти призводять до зниження класу бетону, несучої здатності та збільшують ризик до втрати стійкості конструкції.

Тому, берегові та проміжні опори перебувають в експлуатаційному стані 4 – обмежено працездатний стан.



Рисунок 12. Опора №0. Руйнування укріплення конуса , вилуговування бетону, висоли, відсутні упори, протікання води на опорі



Рисунок 13. Опора №0. Руйнування укріплення конуса, вилуговування бетону, висоли, протікання води на опорі



Рисунок 14. Опора №1. Вилуговування бетону, висоли, відсутні упори, порушена вертикальність палів



Рисунок 15. Фрагмент опори №1. Вилуговування бетону, висоли, протікання води на конструкції опори



Рисунок 16. Опора №2. Вилуговування бетону, висоли, порушена вертикальність палів, відсутні упори, протікання води на опорі



Рисунок 17. Фрагмент опори №2. Вилуговування бетону, висоли, раковини, порушена вертикальність палів, протікання води на опорі



Рисунок 18. Опора №3. Просідання конуса, руйнування укріплення конуса, вилуговування бетону, висоли, відсутні упори, протікання води на опорі



Рисунок 19. Фрагмент опори №3. Просідання конуса, руйнування укріплення конуса, вилуговування бетону, висоли, раковини, відсутні упори, протікання води на опорі

2.4 Стан підходів та підмостового русла

На початку та в кінці мосту спостерігаються тріщини, що впливають на зниження комфортності проїзду та руйнування дорожнього одягу. Тому, підходи до моста перебувають в експлуатаційному стані 3 – працездатний стан.

Підмостове русло чисте, сміття не виявлено. Перешкод для протікання меліоративного каналу немає. Отже, підмостове русло перебуває в експлуатаційному стані 1 – справний.



Рисунок 20. В'їзд на міст. Тріщини



Рисунок 21. З'їзд з моста. Тріщини



Рисунок 22. Підмостове русло. Русло чисте

2.5 Сполучення мосту з насипом

На берегових опорах виявлено просідання перехідних плит, вимивання ґрунту під перехідними плитами. Ці дефекти мають вплив на безпеку руху транспорту та сполучення мосту з насипом перебуває у експлуатаційному стані 3 – працездатний.



Рисунок 23. Сполучення мосту з насипом. Просідання перехідних плит, вимивання ґрунту під перехідними плитами

2.6 Відомість дефектів

табл. 2.1

№ пп	Місце розташування дефектів	Опис дефектів	Вплив на експлуатаційні характеристики
1. Мостове полотно			
1.1	По всій довжині моста	Деформаційні шви закриті без армування покриття, гідроізоляція зруйнована	Протікання води на конструкції моста
1.2	По всій довжині моста	Тріщини, бруд на мостовому полотні	Зниження комфортності проїзду, руйнування дорожнього одягу
1.3	По всій довжині моста	Руйнування перильної огорожі	Зниження комфортності проходу пішоходів, безпека руху пішоходів
2. Прогонові будови			
2.1	По всій довжині моста	Вилуговування бетону, висоли, не достатній захисний шар, відшарування захисного шару, оголена арматура, корозія арматури, протікання бітума, протікання води на прогонову будову	Зниження класу бетону, вантажопідйомності, замокання прогонової будови
3. Опори			
3.1	Берегові опори	Просідання конуса, руйнування укріплення конуса, вилуговування бетону, висоли, раковини, відсутні упори, протікання води на опору	Зниження класу бетону, вантажопідйомності, замокання прогонової будови
3.2	Проміжні опори	Вилуговування бетону, висоли, порушена вертикальність паль, відсутні упори, протікання води на опору	Зниження класу бетону, вантажопідйомності, замокання прогонової будови
4. В'їзди на міст			
4.1	На початку моста	Тріщини	Зниження комфортності проїзду, руйнування дорожнього одягу
4.2	В кінці моста	Тріщини	Зниження комфортності проїзду, руйнування дорожнього одягу
5. Русла			
5.1	Під мостом	Чисте	
6. Сполучення мосту з насипом			
6.1	На берегових опорах	Просідання перехідних плит, вимивання ґрунту під перехідними плитами	Безпека руху транспорту та пішоходів

РОЗДІЛ 3 РОЗРОБКА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНОГО ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РЕМОНТУ МОСТУ

3.1 Варіант №1

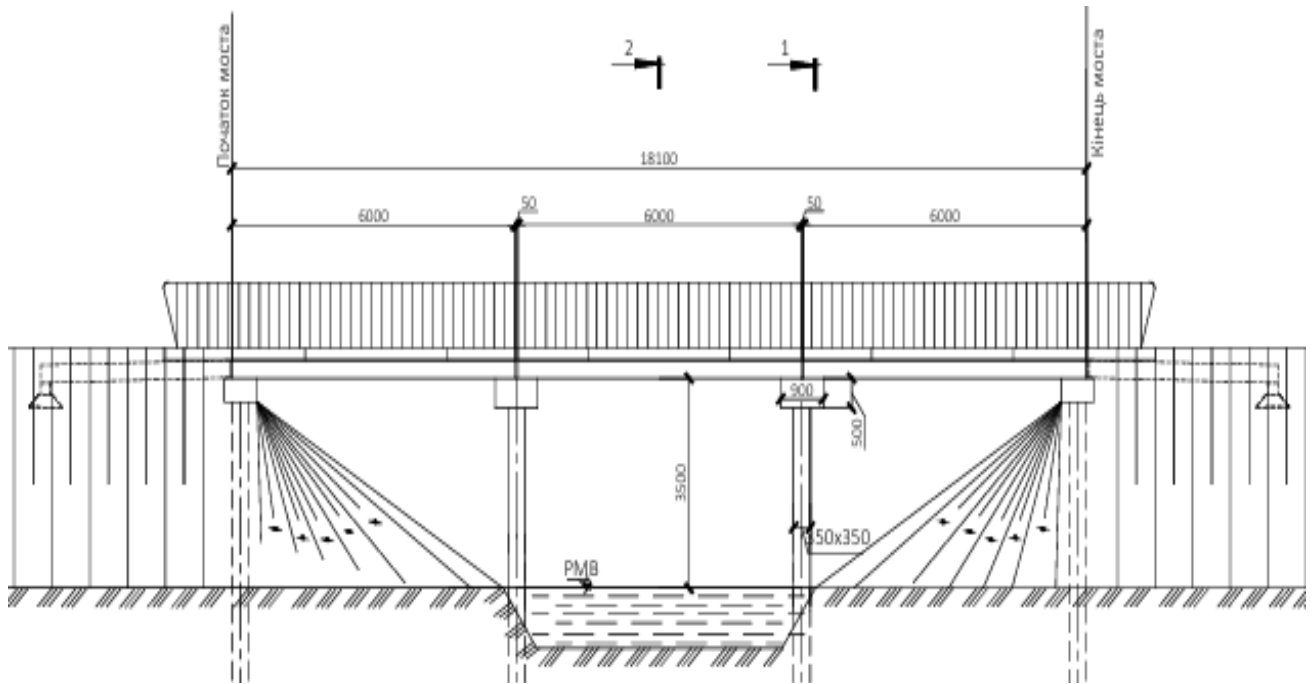


Рисунок 3.1 – Схема варіанта №1

Варіант №1- це капітальний ремонт існуючого мосту за схемою 3x6,0 м та габаритом Г-9,0 + 2x1,25 м, загальною довжиною мосту 18,10 м.

У даному варіанті планується:

- встановлення нових опорних частин ГАОЧ 400x200x52 мм;
- заміна пошкоджених крайніх плит всіх прогонових будов (6 шт);
- перевлаштувати всіх інших плит прогонових будов;
- перевлаштування ділянок сполучення шляхопроводу з автодорожніми підходами
- ремонт та антикорозійний захист бетонних поверхонь опор та прогонових будов;
- влаштування монолітної плити проїзної частини;

- влаштування монолітних пішохідних тротуарів шириною прохідної частини 1,25 м з установленням закладних деталей для кріплення стійок перильного і бар'єрного огородження;
- влаштування нових деформаційних швів типу MAURER D80;
- влаштування перильного та бар'єрного огородження на мосту по підходах;
- влаштування напилювальної гідроізоляції згідно діючих норм;
- укладання асфальтобетонного покриття;
- укладання на тротуарах сучасного тонкошарового покриття;
- відведення води із проїзної частини мосту згідно сучасних вимог ДБН;
- влаштування укріплення відкосів насипу.

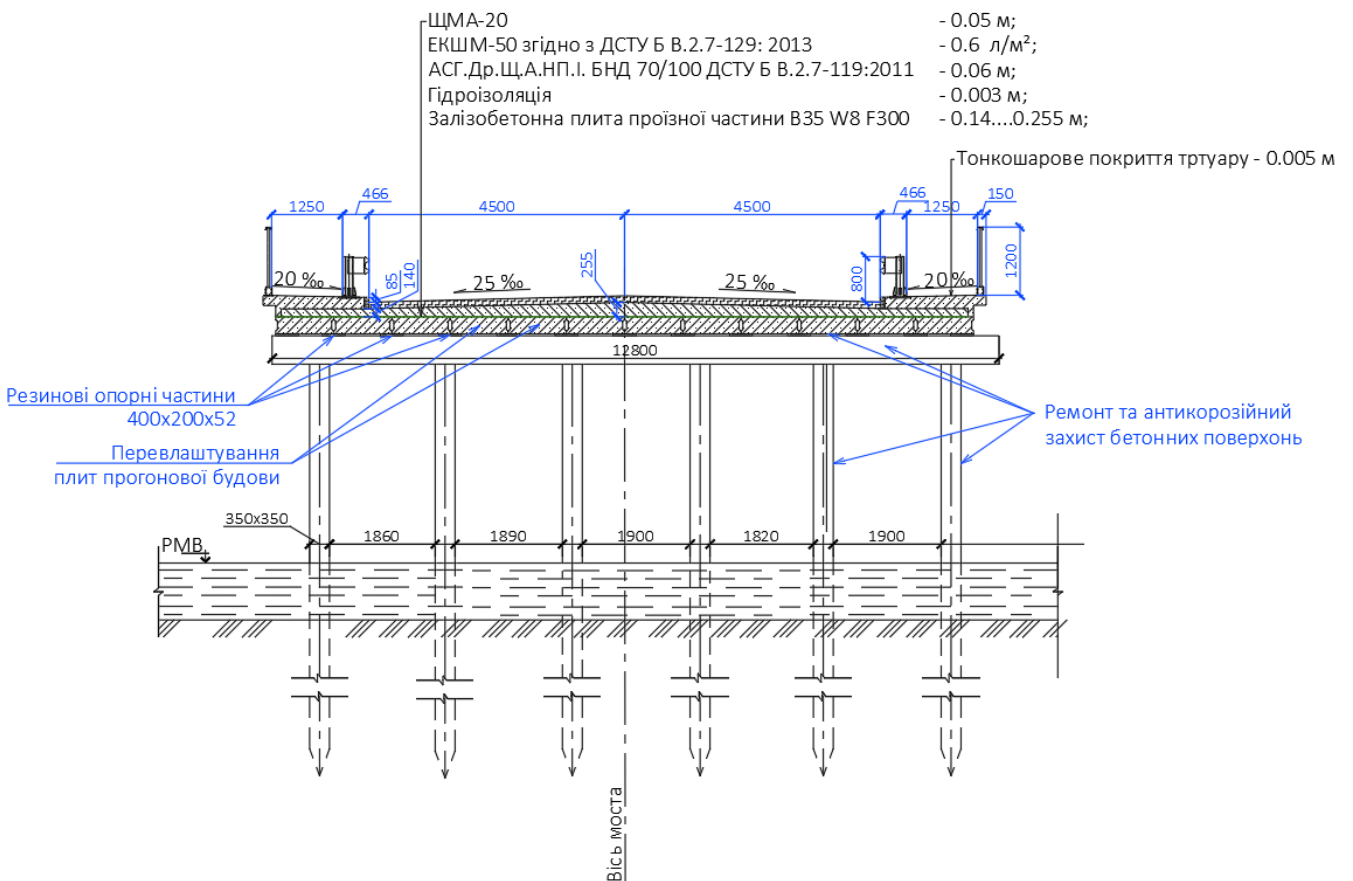


Рисунок 3.2 – Схема варіанта №1

Визначення вартості варіанту №1 наведено в таблиці 3.1.

Отже, загальна сума ремонту даного об'єкту становить **5 452 160,67 грн.**

Таблиця 3.1

№	Найменування робіт	Од. виміру	Об'єм робіт			Од. виміру	Вартість робіт	
			Один.	Кількість	Всього		Один.	Всього
1	Розбирання асфальтного покриття	м ²	309,29	1	309,29	грн	496,62	153598,35
2	Демонтаж бар'єрного огороження	м.п.	21,00	2	42,00	грн	1434,12	60233,04
3	Демонтаж колесовідбійного огороження довжиною бм	шт.	3,00	2	6,00	грн	2530,00	15180,00
4	Демонтаж перильного огороження	м.п.	21,00	2	42,00	грн	1434,12	60233,04
5	Розбирання вирівнюючого шару	м ³	17,08	2	34,15	грн	3702,31	126439,39
6	Демонтаж плит прогонової будови	шт	1,80	36	64,80	грн	4541,72	294303,46
7	Встановлення гумо-армованих опорних частин	шт.	1,00	78	78,00	грн	9500,00	741000,00
8	Відновлення захисного шару бетону на плитах прогонової будови	м ³	0,09	30	2,70	грн	5085,660	13731,28
9	Відновлення захисного шару на опорах	м ³	0,04	12	0,51	грн	5085,660	2616,57
10	Відновлення захисного шару на ригелях	м ³	0,58	4	2,30	грн	5085,660	11717,36
11	Демонтаж перехідних плит	м ³	2,00	24	48,00	грн	3156,02	151488,96
12	Підсіпка піщано-щебеневої подушки	м ³	3,09	2	6,18	грн	1389,02	8577,20
13	Влаштування перехідних плит	м ³	2,00	24	48,00	грн	15479,79	743030,11
14	Перевлаштування конуса насипу	м ³	12,78	2	25,57	грн	2856,55	73034,84
15	Укріплення конуса насипу (з/б плити)	м ³	30,73	2	61,46	грн	1400,36	86061,39
16	Монтаж нових плит прогонової будови	м ³	1,80	6	10,80	грн	5115,050	55242,54
17	Влаштування монолітної плити	м ³	17,08	2	34,15	грн	5115,050	174686,56
18	Встановлення деформаційних швів	м.п.	12,35	4	49,40	грн	1299,370	64188,88
19	Встановлення бар'єрного огороження	м.п.	21,00	2	42,00	грн	4710,04	197821,68
20	Встановлення перильного огороження	м.п.	21,00	2	42,00	грн	10110,81	424654,02
21	Влаштування гідроізоляційного шару	м ²	223,54	1	223,54	грн	879,13	196516,32
22	Улаштування асфальтного покриття товщиною 110мм	м ²	309,29	1	309,29	грн	5812,78	1797805,66
Загальна сума							5452160,67	

3.2 Варіант №2

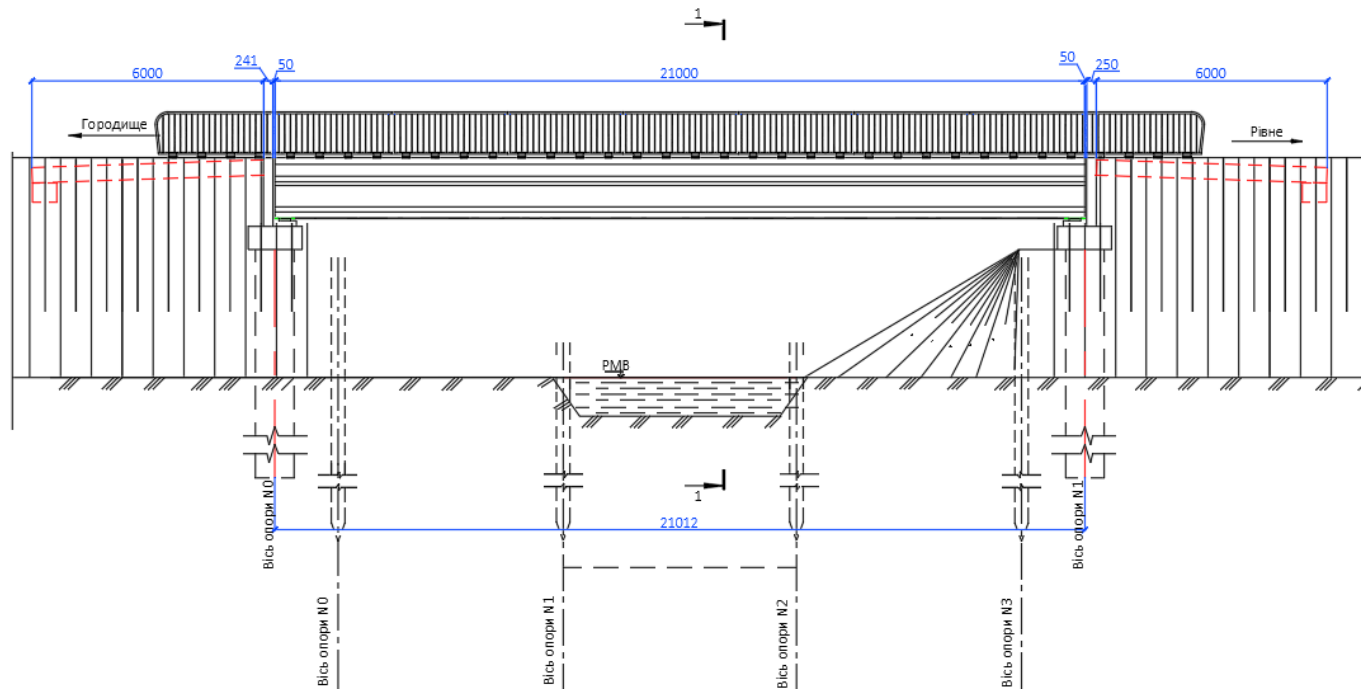


Рисунок 3.3 – Схема варіанта №2

У другому варіанті пропонується реконструкція даного об'єкта за схемою 1x21,0м, габаритом Г-8+2x0,75м. Прогонова будова складається з попередньо напружених балок, довжиною 21 м, з висотою перерізу 1,1 м.

Передбачається виконати наступні роботи:

- розбирання проїзної частини по всій довжині мосту;
- демонтаж залізобетонних плит прогонових будов;
- розбирання опор мосту;
- влаштування нових опор на буронабивних палях діаметром 1,0 м;
- влаштування залізобетонних ригелів та підферменних каменів;
- встановлення нових опорних частин типу ГАОЧ 200x300x52 мм під балки прогонової будови довжиною 21,0 м;
- монтаж нових балок прогонової будови із попередньо напруженого залізобетону, І-подібні, довжиною 21,0 м, висотою 1,1 м;
- влаштування плит незнімної опалубки між новими балками;

- влаштування ділянок сполучення мосту з автодорожніми підходами;
- влаштування об'єднуючої монолітної залізобетонної плити проїзної частини;
- влаштування монолітних службових тротуарів шириною прохідної частини 0,75 м з установленням закладних деталей для кріплення стійок перильного і бар'єрного огородження;
- влаштування нових деформаційних швів типу MAURER D80;
- влаштування перильного огородження та бар'єрного огородження;
- влаштування напилувальної гідроізоляції згідно діючих норм;
- укладання асфальтобетонного покриття;
- укладання на тротуарах сучасного тонкошарового покриття;
- відведення води із проїзної частини мосту згідно сучасних вимог ДБН;
- влаштування укріплення відкосів насипу.

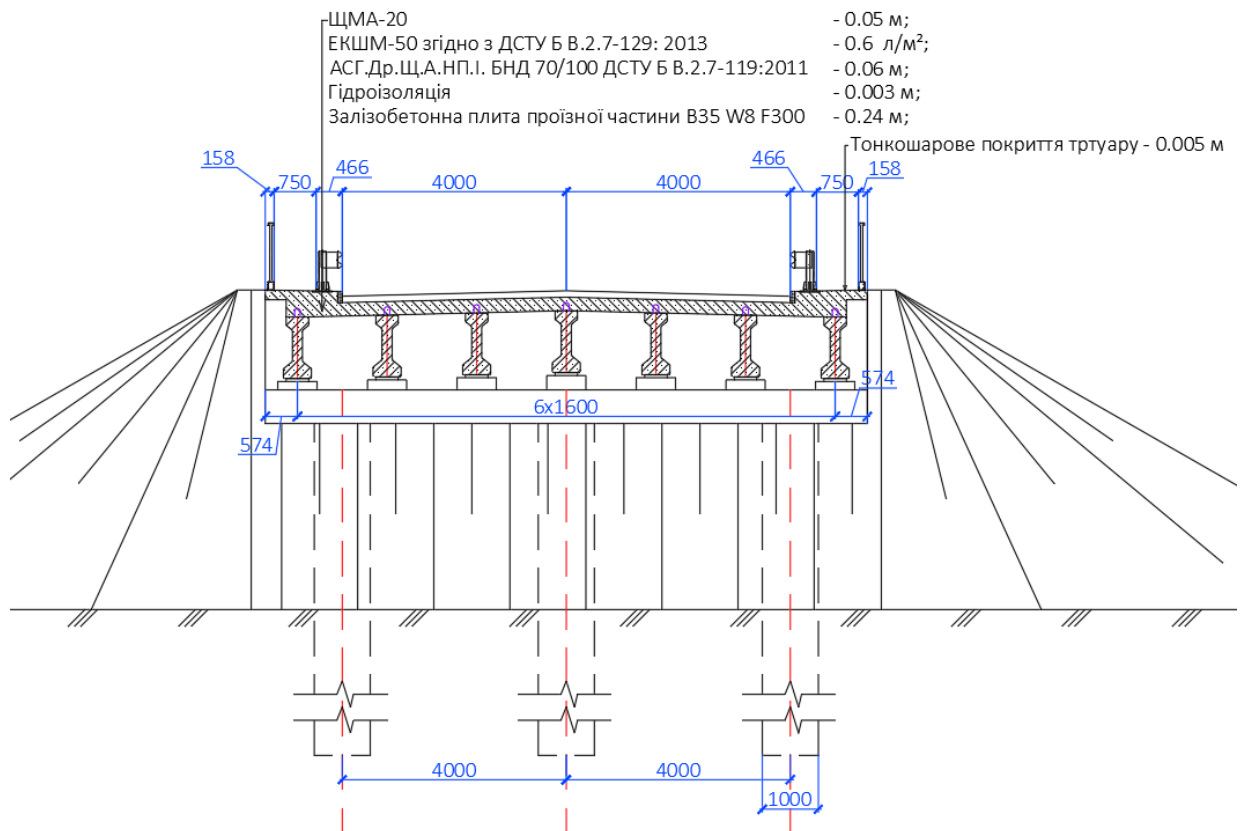


Рисунок 3.4 – Поперечний переріз прогонової споруди

Визначення вартості варіанту №2 наведено в таблиці 3.2.

Отже, загальна сума реконструкції даного об'єкту становить **17 222 817,30 грн.**

Таблиця 3.2

№	Найменування робіт	Од. виміру	Об'єм робіт			Од. виміру	Вартість робіт	
			Один.	Кількість	Всього		Один.	Всього
1	Розбирання асфальтного покриття	м ²	414,75	1	414,75	грн	496,62	205974,80
2	Демонтаж бар'єрного огороження	м.п.	29,00	2	58,00	грн	1434,12	83178,96
3	Демонтаж колесовідбійного огороження довжиною бм	шт.	3,00	2	6,00	грн	2530,00	15180,00
4	Демонтаж перильного огороження	м.п.	19,00	2	38,00	грн	1434,12	54496,56
5	Розбирання вирівнюючого шару	м ³	17,08	2	34,15	грн	3702,31	126439,39
6	Демонтаж плит прогонової будови	м ³	1,80	36	64,80	грн	4541,72	294303,46
7	Демонтаж всіх опор	м ³	14,58	4	58,32	грн	35695,58	2081766,23
8	Демонтаж перехідних плит	м ³	2,00	24	48,00	грн	3156,02	151488,96
9	Розбирання конуса насипу	м ³	426,59	2	853,18	грн	3812,58	3252821,77
10	Встановлення нових опор	м ³	132,02	2	264,04	грн	5115,050	1350554,89
11	Встановлення гумо-армованих опорних частин	шт.	7,00	2	14,00	грн	9500,00	133000,00
12	Монтаж балок прогонових будов	м ³	12,01	7	84,08	грн	10514,290	884083,56
13	Влаштування перехідних плит	м ³	3,00	24	72,00	грн	15479,79	1114545,17
14	Влаштування монолітної плити	м ³	30,15	2	60,30	грн	5115,050	308461,85
15	Встановлення деформаційних швів	м.п.	12,35	2	24,70	грн	1299,370	32094,44
16	Влаштування конуса насипу	м ³	170,22	2	340,45	грн	10514,29	3579556,20
17	Укріплення конуса насипу з/б плитами	м ³	17,374	2	34,748	грн	5115,050	177738,62
18	Влаштування гідроізоляційного шару	м ²	259,35	1	259,35	грн	879,13	228002,37
19	Встановлення бар'єрного огороження	м.п.	29,00	2	58,00	грн	4710,04	273182,32
20	Встановлення перильного огороження	м.п.	23,00	2	46,00	грн	10110,81	465097,26
21	Улаштування асфальтного покриття товщиною 110мм	м ²	414,75	1	414,75	грн	5812,78	2410850,51
Загальна сума								17222817,30

3.3 Варіант №3

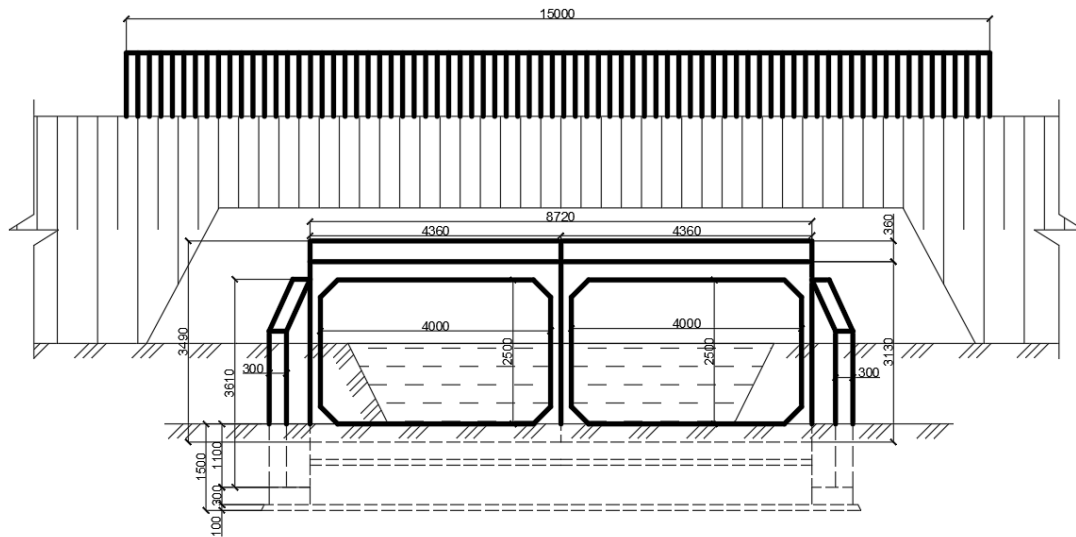


Рисунок 3.5 – Схема варіанта №3

У третьому варіанті пропонується заміна існуючого мосту на двоочкову прямокутну залізобетонну трубу перерізом 4,0х2,5 м.

Передбачається виконати наступні роботи:

- розбирання проїзної частини по всій довжині мосту;
- демонтаж залізобетонних плит прогонових будов;
- розбирання опор мосту;
- влаштування котловану під водопропускну трубу;
- планування робочої площадки;
- влаштування щебеневої та щебенево-піщаної суміші;
- влаштування монолітних фундаментів під ланки середньої частини та оголовків труби;
- влаштування елементів збірної залізобетонної труби:
 - ланка середньої частини;
 - блок кордона;
 - відкосні стінки;

- влаштування обклеювальної та обмазувальної гідроізоляції усіх конструкцій водопропускної труби;
- засипка ґрунту біля труби із пошаровим (15-20 см) трамбування кожного шару ручними трамбівками;
- відсипання тіла насипу із ґрунту з ущільненням кожних 0,15 м товщини (самохідними котками (до 10т) на пневмоколісному ходу);
- розчистка підвідного і відвідного русла;
- влаштування монолітних упорів та укріплення монолітним бетоном (армований сіткою 200x200мм) русла та відкосів насипу;
- влаштування дорожнього покриття проїзної частини відповідно до вимог нормативних документів ДСТУ Б В.2.7-119:2011 і ДСТУ Б В.2.7-127:2015;
- влаштування шарів основи та покриття тротуарів відповідно до вимог нормативних документів;
- влаштування бар'єрного та турнікетного огороження згідно вимог ДБН.
- Після проведення капітального ремонту, штучна споруда буде забезпечувати пропуск тимчасового навантаження А15, НК100.

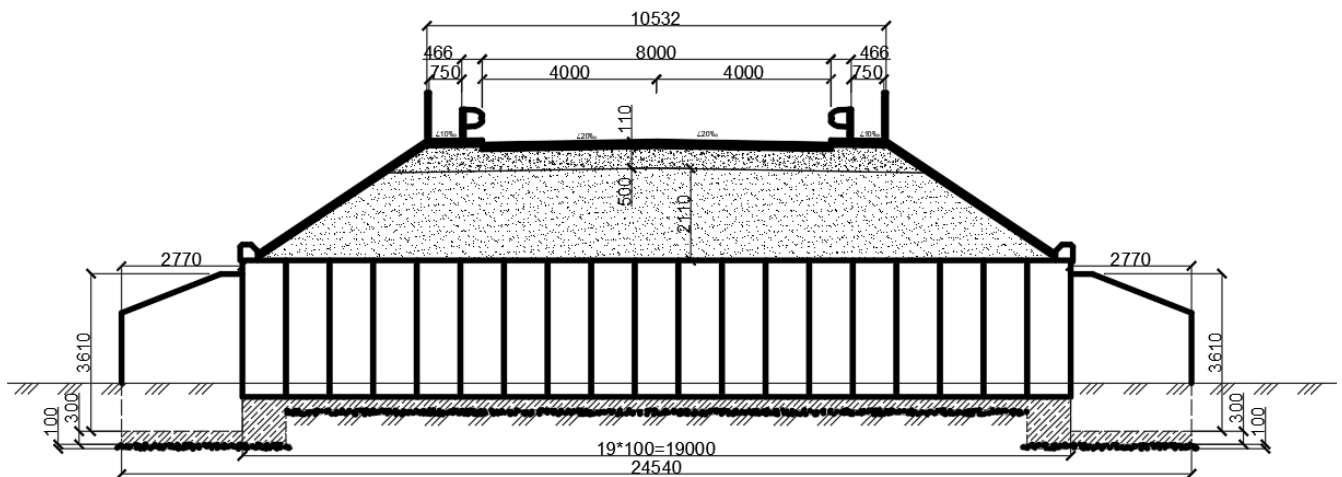


Рисунок 3.6 – Поперечний переріз труби

Визначення вартості варіанту №3 наведено в таблиці 3.3.

Отже, реконструкція за третім варіантом вартує **8 908 153,66 грн.**

Таблиця 3.3

№	Найменування робіт	Од. виміру	Об'єм робіт			Од. виміру	Вартість робіт	
			Один.	Кількість	Всього		Один.	Всього
1	Розбирання асфальтного покриття	м ²	414,75	1	414,75	грн	496,62	205974,80
2	Демонтаж бар'єрного огороження	м.п.	29,00	2	58,00	грн	1434,12	83178,96
3	Демонтаж колесовідбійного огороження довжиною 6м	шт.	3,00	2	6,00	грн	2530,00	15180,00
4	Демонтаж перильного огороження	м.п.	19,00	2	38,00	грн	1434,12	54496,56
5	Розбирання вирівнюючого шару	м ³	17,08	2	34,15	грн	3702,31	126439,39
6	Демонтаж плит прогонової будови	м ³	1,80	36	64,80	грн	4541,72	294303,46
7	Демонтаж всіх опор	м ³	14,58	4	58,32	грн	35695,58	2081766,23
8	Демонтаж перехідних плит	м ³	2,00	24	48,00	грн	3156,02	151488,96
9	Розбирання конуса насипу	м ³	426,59	2	853,18	грн	3812,58	3252821,77
10	Земельні роботи (котлован)	м ³	343,07	1	343,07	грн	1226,90	420911,60
11	Щебенева підсипка	м ³	22,87	1	22,87	грн	1129,34	25829,45
12	Влаштування монолітного фундаменту	м ³	68,61	1	68,61	грн	5115,050	350963,22
13	Монтаж ланок водопропускних труб	м ³	3,62	34	123,08	грн	5115,050	629560,35
14	Монтаж оголовків водопропускних труб	м ³	3,96	4	15,84	грн	5115,050	81022,39
15	Монтаж відкосних стінок	м ³	1,52	4	6,08	грн	5115,050	31099,50
16	Гідроізоляція стиків	м ²	0,13	38	4,94	грн	879,13	4342,90
17	Засипка труб	м ³	467,97	1	467,97	грн	1253,58	586638,25
18	Влаштування піщаної подушки	м ³	166,69	1	166,69	грн	259,68	43286,57856
19	Засів конусів насипу	м ²	135,37	2	270,74	грн	136,57	36975,50808
20	Встановлення бар'єрного огороження	м.п.	29,00	2	58,00	грн	4710,04	273182,32
21	Встановлення перильного огороження	м.п.	14,00	2	28,00	грн	10110,81	283102,68
22	Улаштування асфальтного покриття товщиною 110мм	м ²	343,65	1	343,65	грн	5812,78	1997561,85
Загальна сума								8908153,66

3.4 Порівняння варіантів

Таблиця 3.4 – Техніко-економічне порівняння

№	Номер варіанту	Вартість робіт	
1	Варіант №1	5 452 160,67	грн
2	Варіант №2	17 222 817,30	грн
3	Варіант №3	8 908 153,66	грн

Зробивши техніко-економічне порівняння варіантів бачимо, що найбільш вигідний, з точки зору вартості матеріалів, термінів та поетапності виконання робіт є перший варіант.

Тому, для подальшого проектування обираємо саме цей варіант.

РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

4.1 Визначення зусиль у плиті

Монолітна плита являє собою суцільну конструкцію, яка омонолічується з головними плитами та утримує мостове полотно. Розрахунок буде проводитись на сумісну дію головних плит та монолітної плити.

Розрахунок ведемо на 6 м погонної довжини прогонової будови:

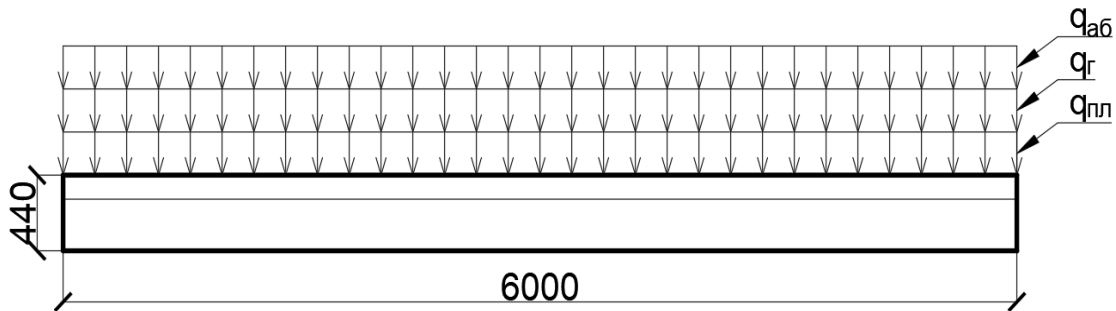


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема плит

$$l_p = 6 \text{ м}$$

Товщини елементів складають:

$$h_{пл} = 0.14 \text{ м}$$

$$h_{пл} = 0.3 \text{ м}$$

$$h_{аб} = 0.11 \text{ м}$$

$$h_r = 0.005 \text{ м}$$

Визначаємо нормативні значення навантажень:

Нормативне навантаження від власної ваги асфальтобетону:

$$q_{аб}^H = h_{аб} \cdot \gamma_{аб} = 0.11 \cdot 22 = 2.42 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове навантаження від власної ваги асфальтобетону:

$$q_{аб}^P = q_{аб}^H \cdot \gamma_f = 2.42 \cdot 2 = 4.84 \text{ кН/м}^2$$

де:

$h_{аб} = 0.11 \text{ м}$ – товщину асфальтобетону;

$\gamma_{аб} = 22 \text{ кН/м}^3$ – питома вага асфальтобетону;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт надійності.

Нормативне навантаження від власної ваги гідроізоляції:

$$q_{\Gamma}^H = h_{\Gamma} \cdot \gamma_{\Gamma} = 0.005 \cdot 15 = 0.075 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове навантаження від власної гідроізоляції:

$$q_{\Gamma}^P = q_{\Gamma}^H \cdot \gamma_f = 0.075 \cdot 2 = 0.15 \text{ кН/м}^2$$

де:

$h_{\Gamma} = 0.005 \text{ м}$ – товщину гідроізоляції;

$\gamma_{\Gamma} = 15 \text{ кН/м}^3$ – питома вага гідроізоляції;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт надійності.

Нормативне навантаження від власної ваги плит:

$$q_{\text{пл}}^H = h_{\text{пл}} \cdot \gamma_{\text{зб}} = (0.14 + 0.3) \cdot 25 = 11 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги плит:

$$q_{\text{пл}}^P = q_{\text{пл}}^H \cdot \gamma_f = 11 \cdot 2 = 22 \text{ кН/м}$$

де:

$h_{\text{пл}} = 0,44 \text{ м}$ – товщину плити;

$\gamma_{\text{зб}} = 25 \text{ кН/м}^3$ – питома вага залізобетону;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт надійності.

Нормативне навантаження від власної ваги плити з мостовим полотном:

$$q_{\text{пл}}^H = q_{\text{аб}}^H + q_{\Gamma}^H + q_{\text{пл}}^H = 2.42 + 0.075 + 11,00 = 13,50 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове навантаження від власної ваги плити з мостовим полотном :

$$q_{\text{пл}}^P = q_{\text{аб}}^P + q_{\Gamma}^P + q_{\text{пл}}^P = 4,84 + 0.15 + 22.00 = 26.99 \text{ кН/м}^2$$

Момент від нормативного навантаження власної ваги у плиті:

$$M_{\text{пл}}^H = \frac{q_{\text{пл}}^H \cdot l_p^2}{8} = \frac{13,50 \cdot 6^2}{8} = 60,73 \text{ кНм}$$

Момент від розрахункового навантаження власної ваги у плиті:

$$M_{\text{пл}}^p = \frac{q_{\text{пл}}^p \cdot l_p^2}{8} = \frac{22.00 \cdot 6^2}{8} = 121,455 \text{ кНм}$$

Нормативне значення еквівалентного тимчасового навантаження з урахуванням площадки розподілення навантаження по поверхні плити:

$$q_{\text{пл}}^H = \frac{v^H \cdot 15}{b_1} = \frac{7.35}{0.82} = 8.963 \text{ кН/м}^2$$

де:

$$v^H = \frac{0.98 \cdot 15}{2} = 7.35 \text{ кНм} - \text{еквівалентне тимчасове навантаження};$$

15 - це навантаження на смугу АК15;

$$b_1 = b + 2 \cdot h_{a6} = 0.82 \text{ м} - \text{ширина розподілення навантаження};$$

$b = 0.6 \text{ м}$ $a = 0.2 \text{ м}$ - відбиток колеса, розподіленого на a і в під кутом 45 град.

Визначення розподіленого навантаження:

$$q^v = \frac{v^H}{b_1} = \frac{7.35}{0.82} = 8.963 \text{ кН/м}^2$$

$$q^p = \frac{P^H}{a_1 \cdot b_1} = \frac{73.575}{0.42 \cdot 0.82} = 213,632 \text{ кН/м}^2$$

$$q_v^p = \frac{P^v}{a_{11} \cdot b_1} = \frac{73.575}{4 \cdot 0.82} = 22,431 \text{ кН/м}^2$$

де:

$$P^H = \frac{9.81 \cdot 15}{2} = 73.575 \text{ кНм} \text{ і } P^v = \frac{9.81 \cdot 15}{2} = 73.575 \text{ кНм} - \text{зусилля колісної пари};$$

$$a_1 = a + 2 \cdot h_{a6} = 0,42 \text{ м} \text{ і } a_{11} = \frac{2 \cdot l_p}{3} = 4 \text{ м} - \text{ширина розподілення навантаження}.$$

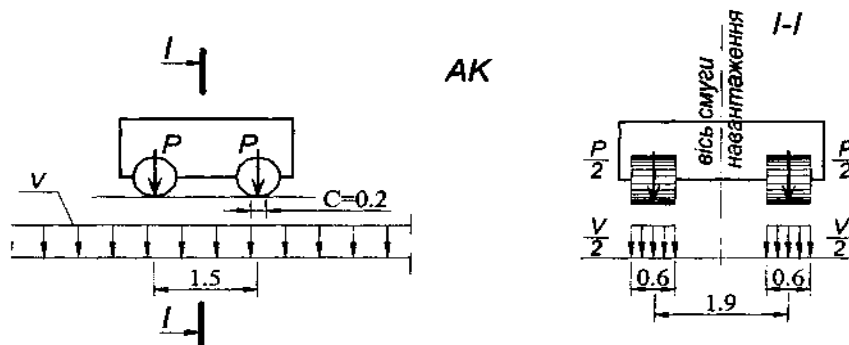


Рисунок 4.2– Модель АК.

Розміщення смуг навантажень АК поперек мосту виконується за двома правилами:

- мінімальна відстань від осі смуги до огорожі (бар'єра, парапету, бордюру тощо) становить 1,5 м;

- мінімальна відстань між осями смуг становить 3,0 м.

При всіх розрахунках елементів мостів навантаження з першої смуги (що створює найбільш несприятливий ефект) приймається з коефіцієнтом $s_1 = 1,0$.

З решти смуг (нумерація смуг встановлюється за зниженням навантажувального ефекту) навантаження приймають з коефіцієнтом s_1 , що дорівнює:

а) для тандемів навантаження АК:

- першої і другої смуги – $s_1 = 1,0$;

- третьої – $s_1 = 0,75$; 196 для НК 80

- четвертої – $s_1 = 0,5$;

- п'ятої і далі – $s_1 = 0,0$;

- для додаткових смуг навантажень третьої та четвертої – $s_1 = 0,25$;

- для додаткової смуги навантажень п'ятої і далі – $s_1 = 0,0$.

б) для розподіленого навантаження АК:

- першої смуги – $s_1 = 1,0$;

- другої смуги і всі наступні – $s_1 = 0,6$;

- для всіх додаткових смуг навантажень – $s_1 = 0,25$.

Правила завантаження НК:

Визначення зусиль від завантаження одиночним навантаженням НК виконується за відсутності інших рухомих навантажень на мосту. Навантаження НК встановлюється тільки в одне місце вздовж напрямку руху, в межах габариту проїзду. Вісь екіпажу встановлюється не ближче 1,75 м до бар'єрної огорожі (парапету, бордюру тощо).

2) Навантаження НК100

Модель НК являє собою чотиривісний колісний екіпаж з навантаженням на одну вісь 25т.

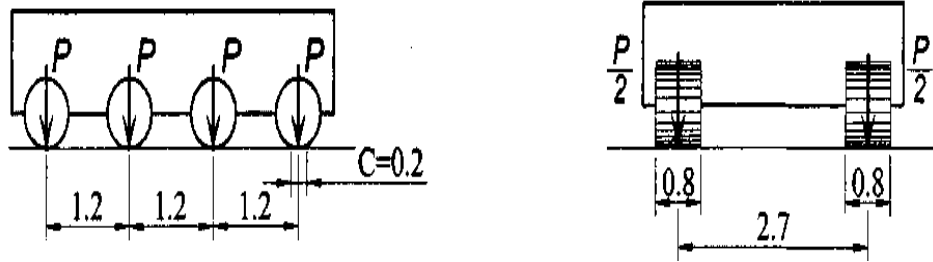


Рисунок 4.3 – Модель НК.

Тип навантаження НК приймається в залежності від технічної класифікації автомобільних доріг і вулиць:

НК-100 на автомобільних дорогах I, II і III категорій, на міських автомагістралях і магістральних вулицях загальноміського значення, а також на мостах завдовжки понад 200 м;

Визначення зусиль від завантаження одиночним навантаженням НК виконується за відсутності інших рухомих навантажень на мосту. Навантаження НК встановлюється тільки в одне місце вздовж напрямку руху, в межах габариту проїзду. Вісь екіпажу встановлюється не ближче 1,75 м до бар'єрної огорожі (парапету, бордюру тощо).

Навантаження НК не враховують одночасно із сейсмічним навантаженням при розрахунках на витривалість і за граничними станами другої групи.

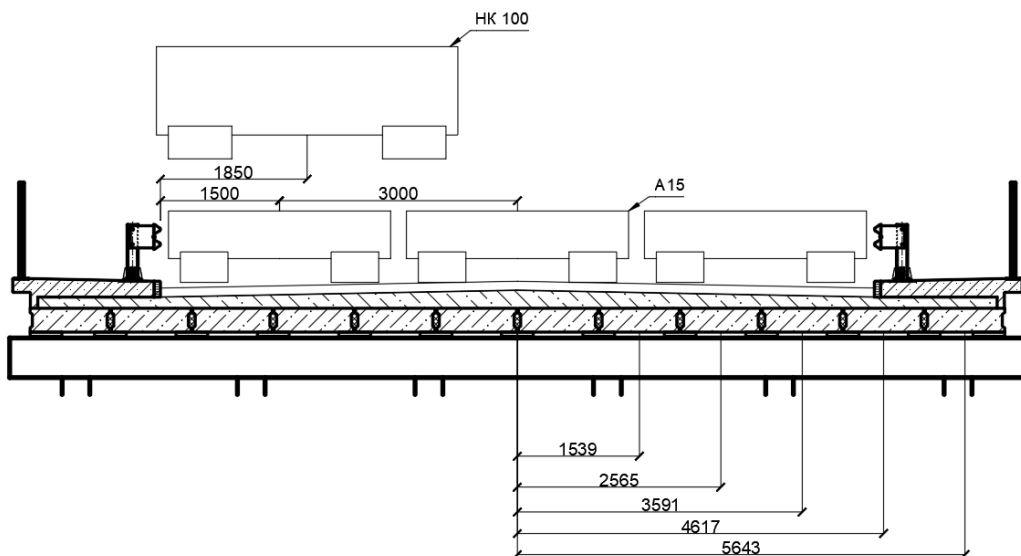


Рисунок 4.4 – Схема до визначення КПУ А15, НК-100.

Побудова лінії впливу коефіцієнта поперечного розподілу проводиться за допомогою методу позацентрового стиску із допущенням, що найбільш навантаженою є крайня плита прогонової будови:

$$y_1 = \frac{1}{12} + \frac{5,643^2}{2 \times (5,643^2 + 4,617^2 + 3,591^2 + 2,565^2 + 1,539^2)} = 0.296$$

$$y_2 = \frac{1}{12} - \frac{5,643^2}{2 \times (5,643^2 + 4,617^2 + 3,591^2 + 2,565^2 + 1,539^2)} = -0.129$$

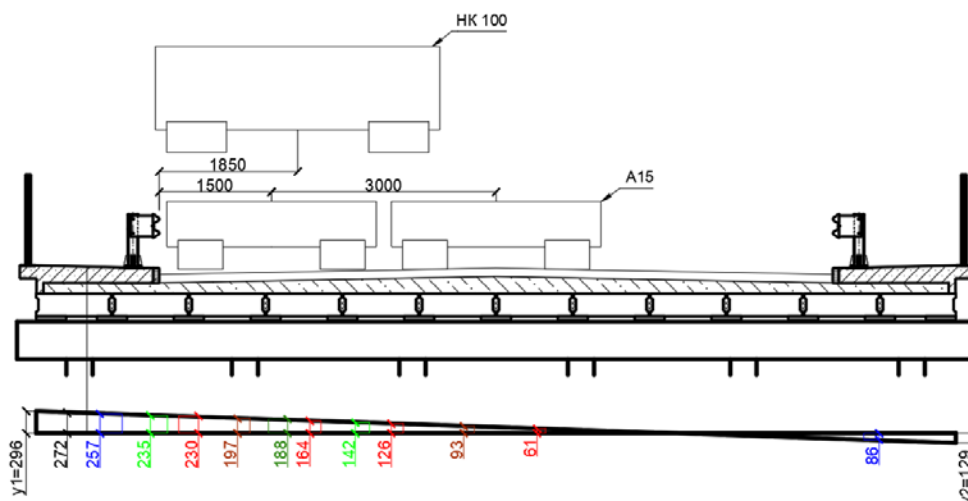


Рисунок 4.5 – Схема до визначення КПУ А15, НК-100. Лінія впливу

Збір навантажень від тандему АК:

$$P_{ак} = P_{ак1} \cdot (y_{ак1} \cdot 1 + y_{ак2} \cdot 1) \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) =$$

$$= 147,15 \cdot (0.093 \cdot 1 + 0.197 \cdot 1) \cdot 1.5 \cdot 1.3 = 83,213 \text{ кН}$$

Збір навантажень тимчасового навантаження від АК:

$$v_{ак} = v_{ак1} \cdot (y_{ак1} \cdot 1 + y_{ак2} \cdot 1) \cdot \gamma \cdot (1 + \mu)$$

$$= 19,62 \cdot (0.093 \cdot 1 + 0.197 \cdot 1) \cdot 1.5 \cdot 1 = 11,095 \text{ кН/м}$$

Збір навантажень НК:

$$P_{нк} = P_{нк1} \cdot y_{нк1} \cdot 1 \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) = 245 \cdot 0.188 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 46,06 \text{ кН.}$$

Збір навантажень на тротуар:

$$v_{тр} = q \cdot b_{т} \cdot y_{т1} \cdot \gamma = 1.96 \cdot 1,25 \cdot 0,272 \cdot 1.2 = 0.800 \text{ кН/м.}$$

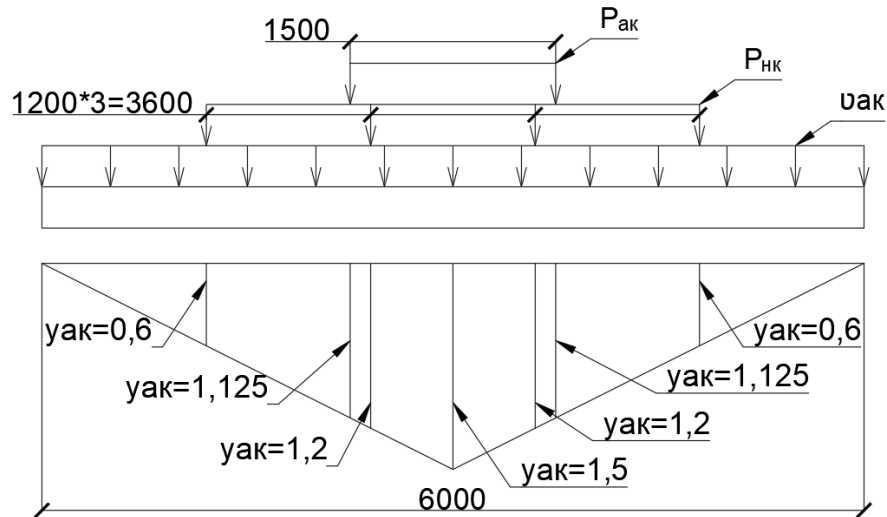


Рисунок 4.6 – Лінія впливу моменту в перерізі посередині балки з прикладеними до неї навантаженнями АК і НК

Площа лінії впливу:

$$\omega = 1,5 \cdot 6 \cdot 0,5 = 4,5 \text{ м}^2$$

Момент від пішохідного навантаження:

$$M_{\text{тр}} = v_{\text{тр}} \cdot \omega = 0,800 \cdot 4,5 = 3,60 \text{ кНм}$$

Момент від навантаження АК:

$$\begin{aligned} M_{\text{ак}} &= P_{\text{ак}} \cdot (y_{\text{ак1}} + y_{\text{ак2}}) + v_{\text{ак}} \cdot \omega = \\ &= 83,213 \cdot (1,125 + 1,125) + 11,095 \cdot 4,5 = 237,16 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Момент від навантаження НК:

$$\begin{aligned} M_{\text{нк}} &= P_{\text{нк}} \cdot (y_{\text{нк1}} + y_{\text{нк2}} + y_{\text{нк3}} + y_{\text{нк4}}) = \\ &= 46,06 \cdot (0,6 + 1,2 + 0,6 + 1,2) = 165,82 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Максимальний момент тимчасових навантажень :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{ак}} + M_{\text{тр}} = 237,16 + 3,60 = 240,757 \text{ кНм}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги асфальтобетону на всю ширину мосту:

$$q_{\text{аб}}^{\text{H}} = h_{\text{аб}} \cdot \gamma_{\text{аб}} \cdot B_{\text{пч}} = 0,11 \cdot 22 \cdot 9 = 21,78 \text{ кН/м}^2$$

де

$h_{\text{аб}} = 0,11 \text{ м}$ – товщину асфальтобетону;

$\gamma_{аб} = 22 \text{ кН/м}^3$ – питома вага асфальтобетону;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт надійності.

$B_{пч} = 9 \text{ м}$ – ширина проїзної частини

Нормативне навантаження від власної ваги гідроізоляції:

$$q_{г}^H = h_{г} \cdot \gamma_{г} \cdot B_{пч} = 0.05 \cdot 15 \cdot 9 = 0,675 \text{ кН/м}^2$$

Нормативне навантаження від залізобетонних плит:

$$q_{пл}^H = h_{пл} \cdot \gamma_{пл} \cdot B_{пч} = 0.44 \cdot 25 \cdot 9 = 121,455 \text{ кН/м}^2$$

Нормативне навантаження від тротуарів:

$$q_{тр}^H = h_{тр} \cdot B_{тр} \cdot \gamma_{пл} = 0.25 \cdot 3,722 \cdot 25 = 67,00 \text{ кН/м}^2$$

$B_{тр} = 2 \cdot (0,466 + 1,25 + 0,145) = 3,722 \text{ м}$ – ширина тротуарів;

$h_{тр} = 0.36 \text{ м}$ – товщина тротуарів;

Нормативне навантаження від бар'єрного і перильного огородження :

$$q_{пер}^H = 2 \cdot 0.7 = 1.4 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{бар}^H = 2 \cdot 1.3 = 2.6 \text{ кН/м}^2$$

4.2 Підбір перерізу плит

Форма поперечного перерізу плити прямокутна, тому використовуємо загальні положення розрахунку залізобетонних елементів прямокутного перерізу, що працюють в умовах згину.

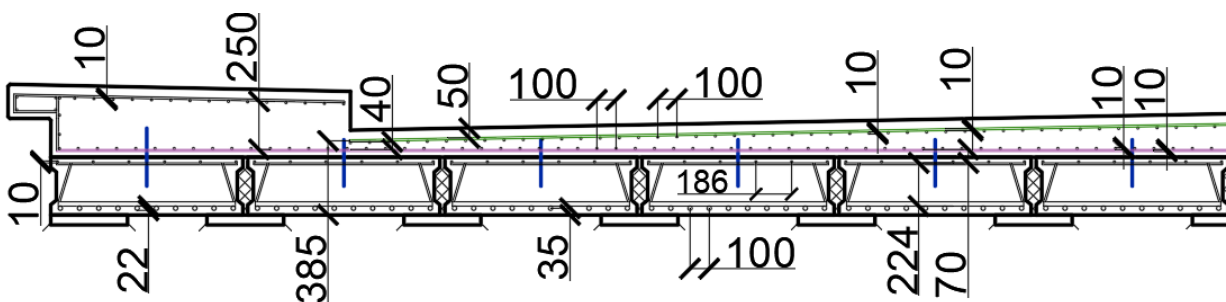


Рисунок 4.7 – Армування плит та тротуарів

Знаходимо момент інерції плити

$$I_M = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 44^3}{12} = 709866.67 \text{ см}^4 = 0.0071 \text{ м}^4$$

де:

$$h=0,44 \text{ м}$$

$$b=1 \text{ м}$$

Розрахунок циклічної жорсткості плити:

$$D = \frac{0.1 \cdot E_b \cdot h_f^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{0.1 \cdot 34500 \cdot 44^3}{12(1-0.2^2)} = 25510833,333 \text{ МПа/см}$$

де:

$E_b = 34500 \text{ МПа}$ - модуль пружності бетону.

$h_f = 44 \text{ см}$ – товщина плити.

$\mu = 0.2$ – коефіцієнт Пуассона для бетону.

Розрахунок максимальних та мінімальних моментів на міцність:

-нормативні моменти

$$M_{\max}^H = \alpha \cdot \max M_1^H = 0.8 \cdot 1062,41 = 849,93 \text{ кНм}$$

$$M_{\min}^H = \beta \cdot \max M_1^H = 0.5 \cdot 1062,41 = 531,20 \text{ кНм}$$

$$M_1^H = (q^v + q^p) \cdot \omega_1 + M_{\text{пл}}^H = (8.963 + 213,632) \cdot 4,5 + 60,7275 = 1062,41 \text{ кНм}$$

-розрахункові моменти

$$M_{\max}^p = \alpha \cdot \max M_1^p = 0.8 \cdot 2056,582 = 1645,266 \text{ кНм}$$

$$M_{\min}^p = \beta \cdot \max M_1^p = 0.5 \cdot 2056,582 = 1028,291 \text{ кНм}$$

$$M_1^p = (q^v \cdot \gamma_v + q^p \cdot (1 + \mu_p) \cdot \gamma_{vp}) \cdot \omega_1 + M_{\text{пл}}^p = (8.963 \cdot 1.5 + 213,632 \cdot (1 + 0.3) \cdot 1.5) \cdot 4,5 + 121,455 = 2056,582 \text{ кНм}$$

де

$\gamma_v = 1.5, \gamma_{vp} = 1.5, \mu_p = 0.3$ – коефіцієнти розрахунку на міцність.

Розрахунок максимальних та мінімальних моментів на витривалість:

$$M_{\max}^B = \alpha \cdot \max M_1^v = 0.8 \cdot 161.67 = 129.34 \text{ кНм}$$

$$M_{\min}^B = \beta \cdot \max M_1^v = 0.5 \cdot 161.67 = 80.83 \text{ кНм}$$

$$M_{1\max}^v = q_v^p \cdot \omega_1 + M_{\text{пл}}^H = 22.431 \cdot 4.5 + 60.7275 = 161.67 \text{ кНм}$$

$$M_{1\min}^v = M_{\text{пл}}^H = 60.7275 \text{ кНм}$$

Максимальна поперечна сила :

$$Q_{\max}^M = (q^v \cdot \gamma_v + q^p \cdot (1 + \mu p) \cdot \gamma_{vp}) \cdot \omega_3 + q_{\text{пл}}^p \cdot 0.5 \cdot l_p = (8.963 \cdot 1.5 + 213.632 \cdot (1 + 0.3) \cdot 1.5) \cdot 4.5 + 26.99 \cdot 6 = 201.61 \text{ кНм}$$

де:

$$\gamma_v = 1.5, \gamma_{vp} = 1.5, \mu p = 0.3 \text{ – коефіцієнти розрахунку на міцність.}$$

Визначення робочої висоти плити:

$$h_0 = h_{\text{пл}} - a_{s1} = 44 - 5.5 = 38.5 \text{ см}$$

де

$$a_{s1} = 5 + \frac{d}{2} = 5.5 \text{ см – товщина захисного шару бетону разом з половиною діаметра арматури;}$$

$d = 1 \text{ см – діаметр арматури А500С круглого перерізу, періодичного профілю.}$

Площа поперечного перерізу одного арматурного стержня:

$$A_{s1} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 3,7994 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} = 0,785 \text{ см}^2$$

Кількість стержнів, необхідних для поперечного армування плит: для нижньої плити прогонової будови армування беремо з типового проекту 5-04-145 “Залізобетонні збірні плитні мости на пальових опорах”: нижня армована сітка складається з періодичних стержнів арматури діаметром 22 мм з кроком 100мм, верхня сітка складається з періодичних стержнів арматури діаметром 10 мм з кроком 186 мм. Для монолітної плити армування призначаємо дві сітки з періодичних стержнів арматури діаметром 10 мм з кроком 100 мм.

4.3 Розрахунок плити на міцність за згинальним моментом

Розрахунок залізобетонних елементів прямокутного перерізу з армуванням звичайною арматурою:

$$M_{\max}^{M_{b_{\text{пл}02}} \frac{x}{2}}$$

де висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_{пл}} = \frac{435 \cdot 18,84}{17,5 \cdot 100} = 4,68 \text{ см}$$

$$0,1 \cdot R_b \cdot b_{пл} \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 0,1 \cdot 17,5 \cdot 100 \cdot 4,68 \cdot \left(38,5 - \frac{4,68}{2} \right) = 2963,33 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Умова міцності виконується:

$$1645,27 \text{ кНсм} < 2963,33 \text{ кНсм}$$

Для перерізу залізобетонного елемента необхідно виконати умову:

$$\xi_y \geq \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{4,68}{38,5} = 0,130$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\delta_1}{\delta_2} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{435}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,71}{1,1} \right)} = 0,543$$

де для елементів зі звичайним армуванням:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,5 = 0,71 \quad (4.61)$$

$$\delta_1 = R_s = 435 \text{ МПа}$$

$$\delta_2 = 500 \text{ МПа}$$

Умова міцності виконується:

$$0,543 > 0,130$$

4.4 Розрахунок плити на міцність за поперечною силою

Залізобетонні елементи без поперечної арматури повинні бути перевірені на утворення нахилених тріщин за умовою:

$$Q_{max}^{\Gamma Mbw}$$

де $Q_{max}^M = 2016,097 \text{ кН}$.

Поперечне зусилля Q_b , яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу, визначається формулою

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b_{пл} \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

де, c - довжина проекції найневигіднішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента

$$c = h_0 = 38,5 \text{ см}$$

Коефіцієнт умов роботи m у правій частині повинен знаходитися в межах:

$$1.3 \leq m < 2.5$$

отже, припустимо, що $m = 2.5$:

$$m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2.5 \cdot (1.3 \cdot 0.1) \cdot 100 \cdot 38.5 = 1251,25 \text{ кН}$$

де:

$R_{bt} = 1.3$ – розрахунковий опір бетону при осьовому розтягу.

Ліва частина умови:

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b_{пл} \cdot h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot (1.3 \cdot 0.1) \cdot 100 \cdot 38.5^2}{38.5} = 1001,00 \text{ кН}$$

Умова виконуються:

$$1001,00 \text{ кН} < 1251,25 \text{ кН}$$

4.5 Розрахунок плити на витривалість за згинальним моментом

Під час виконання перевірки на витривалість рахуємо, що бетон стиснутої зони перерізу працює в пружній стадії. Бетон розтягнутої зони у розрахунках не враховується.

Перевірка витривалості перерізу плити для залізобетонного елемента з ненапруженою арматурою, який працює на згин в одній з головних площин.

Перевірка за бетоном.

$$\frac{M_{\max}^e}{I_{red}} \cdot x' \leq m_{b1} \cdot R_b$$

де $M_{\max}^B = 129,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

Висоту стиснутої зони бетону без врахування розтягнутої зони:

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + s} = -3,80 + \sqrt{3,80^2 + 429,9} = 16,93 \text{ см}$$

де

Радіус стиснутої зони:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A_{sn}}{b_{пл}} = n' \cdot \frac{34,195}{100} = 5,129 \text{ см}$$

Відношення площі арматури до розрахункової довжини плити:

$$s = \frac{2 \cdot n' \cdot A_s \cdot h_0}{b_{пл}} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 34,195 \cdot 38,5}{100} = 415,464$$

$n' = 15$ - умовне відношення модулів пружності для елементів мостів з ненапруженою арматурою та бетону класу В35.

Момент інерції приведенного перерізу плити складає:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{пл} \cdot x'^3}{12} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 \\ &= \frac{100 \cdot 20,73^3}{12} + 15 \cdot 34,195 \cdot (38,5 - 20,73)^2 = 325308,85 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Ліва частина умови:

$$\frac{M_{max}^B}{I_{red}} x' = \frac{129,34}{325308,85} \cdot 16,93 = 0,673 \text{ кН/см}^2$$

Коефіцієнти умов роботи:

$$m_{b1} = 0,6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b$$

де $\beta_b = 1,28$ для бетону класу В35.

Коефіцієнт ε_b визначаємо за табл. 3.9 в ДБН В.2.3-14:2006. Він залежить від значення асиметрії циклу напружень у бетоні:

$$\rho_b = \frac{M_{min}^B}{M_{max}^B} = \frac{80,83}{129,34} = 0,6$$

Тоді $\varepsilon_b = 1,24$

$$m_{b1} = 0,6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 1,24 = 0,952$$

Права частина умови:

$$m_{b1} \cdot R_b = 0,952 \cdot 1,95 = 1,86 \text{ кН}$$

Умова міцності виконується:

$$0.673 \text{ кН} < 1.86 \text{ кН}$$

Перевірка за арматурою

$$n' \cdot \frac{M_{\max}^e}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_s) \leq m_{as1} \cdot R_s$$

Для класу А-III ненапруженої арматури $\varepsilon_{\rho s} = 0,81$. Значення коефіцієнта $\beta_{\rho w}$ визначаємо за табл. 3.16 в ДБН В.2.3-14:2006

в залежності від типу зварювання арматурного каркаса. Обираємо тип зварювання контактним способом (без поздовжньої зачистки), тоді згідно з ρ_b , $\beta_{\rho w} = 0,75$

$$\text{Отже, } m_{as1} = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} = 0,81 \cdot 0,75 = 0.608$$

Ліва частина умови:

$$\begin{aligned} & n' \cdot \frac{M_{\max}^e}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_{s1}) \\ &= 15 \cdot \frac{129,34}{325308,85} \cdot (44 - 16,93 - 3,5) = 14,054 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Права частина умови:

$$m_{as1} \cdot R_s = 0.608 \cdot 39 = 23,69 \text{ кН}$$

отже, умова виконується:

$$14,054 \text{ кН} < 23,69 \text{ кН}$$

4.6 Розрахунок плити на тріщиностійкість

Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до розтягнутої грані елемента, зводиться до перевірки виконання умови, яка обмежує ширину розкриття тріщини:

$$a_{cr} = \frac{\delta_s}{E_s} \cdot \psi_s \leq \Delta_{cr}$$

де $\Delta_{cr} = 0,02 \text{ см}$ – допустиме розкриття тріщини, яке призначається в залежності від категорії вимог за тріщиностійкістю;

σ - розтягувальне напруження в найбільших розтягнутих (крайніх) стержнях ненапруженої арматури, яке визначаємо за формулою:

$$\delta_s = \frac{M_{max}^T}{A_s \cdot z}$$

де z - відстань від центру ваги площі поперечного перерізу розтягнутої арматури до лінії дії рівнодіючої стиснутої зони бетону;

$M_{max}^T = 849,93$ кН·см - максимальний згинальний момент у перерізі плити для розрахунку на тріщиностійкість.

Висота стиснутої зони бетону, повинна бути уточнена після додавання нових арматурних стержнів до складу перерізу:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_{пл}} = \frac{435 \cdot 18,84}{17,5 \cdot 100} = 4,68 \text{ см.}$$

Тоді величина z складатиме

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 38,5 - \frac{4,68}{2} = 36,16$$

і напруження

$$\delta_s = \frac{100 \cdot M_{max}^T}{A_s \cdot z} = \frac{100 \cdot 849,93}{18,84 \cdot 36,16} = 124,76 \text{ кН/см}^2$$

Коефіцієнт розкриття тріщин ψ_s визначається за формулою:

$$\psi_s = 1,5 \sqrt{R_t} = 1,5 \sqrt{186,09} = 20,462$$

де радіус армування R_r визначається згідно:

$$R_r = \frac{A_r}{n_s \cdot d_s} = \frac{8560}{34 \cdot 2,2} = 186,09 \text{ кН/см}^2$$

де A_r - площа зони взаємодії для нормального перерізу, обмежена зовнішнім контуром перерізу і радіусом взаємодії, $r = 6 \cdot d_s$:

$$A_r = b_{пл} \cdot \left(a_{s1} + \frac{d}{2} + 6 \right) = 8560 \text{ см}$$

Розрахункова ширина розкриття тріщини дорівнює:

$$a_{cr} = \frac{\delta_s}{E_s} \cdot \psi_s = \frac{124,76}{1,96 \cdot 10^5} \cdot 20,462 = 0,013 \text{ см}$$

Отже, умова виконується:

$$0,013 \text{ см} < 0,02 \text{ см}$$

Прогонова будова компонується із дванадцяти головних плит та монолітної плити, які працюють на сумісну дію. Мінімальна товщина монолітної плити проїзної частини складає 14 см.

За проведеними розрахунками бачимо, що плити витримують сучасне навантаження, тому приймаємо переріз плити товщиною 44 см. Арматурні сітки складаються зі стрижнів арматури А500С періодичного профілю діаметром 10 та 22 мм.

РОЗДІЛ 5

РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ.

РОБОТА У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА

Одна палія сприймає навантаження і перерозподіляє його на дві складові: опори ґрунтів основи під нижнім кінцем палі та на її боковій поверхні. Епюри напружень, що виникають в площині вістря й на бічній поверхні палі, зображено на рис. 5.1:

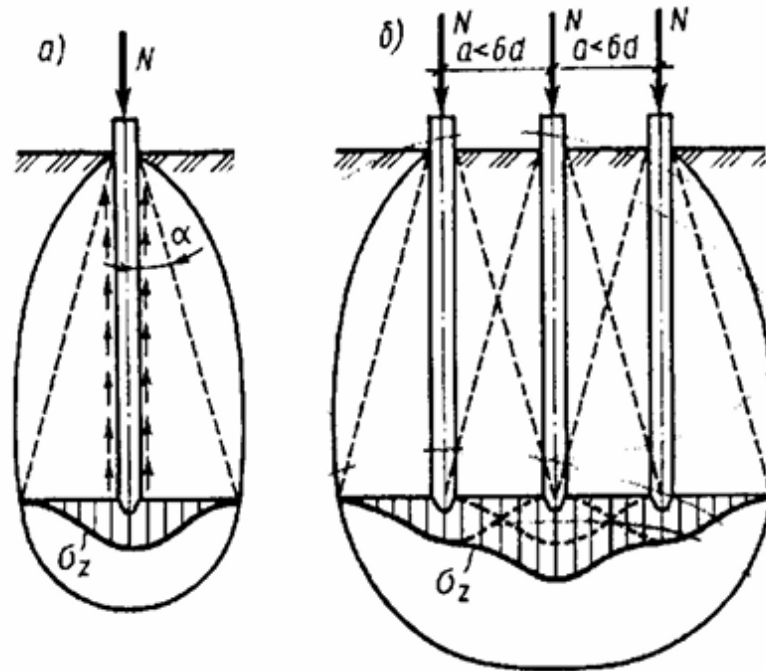


Рисунок 5.1 Епюри напружень у ґрунті під нижнім кінцем палі.

У пильових фундаментах, які використовують в будівництві мостів, епюри напружень, що виникають у площині нижніх кінців від розташованих поряд пиль, залежно від відстані між ними, можуть між собою накладатися, стикатися або розташовуватися на деякій відстані. Аналогічна картина можлива і в зоні дії сил тертя між ґрунтом і бічною поверхнею палі. У результаті накладання епюр виникають напруження, що значно перевершують ті, які наявні для одиночних пиль. Для недопущення цього відстань між осями пиль під час проєктування фундаментів суворо регламентується й рекомендується приймати не менше трьох діаметрів пиль, прийнятих розрахунком.

5.1 Несна здатність палі по ґрунту

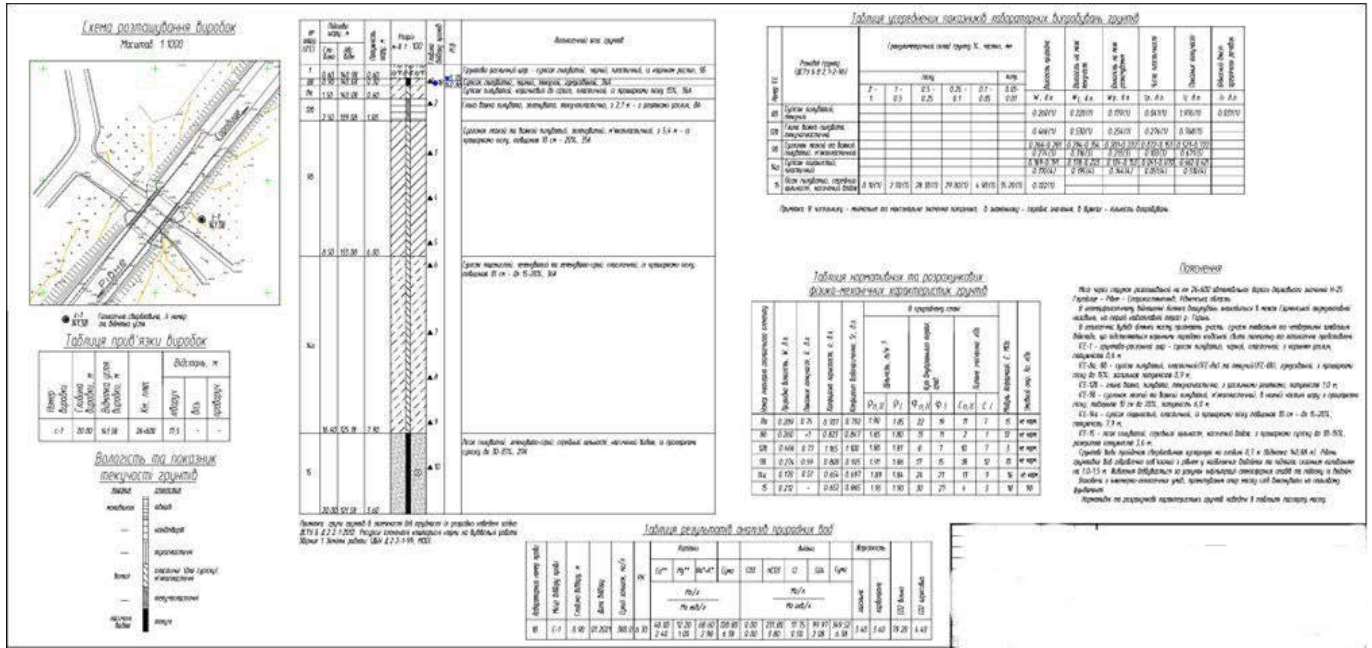


Рисунок 5.2 Інженерно-геологічний паспорт на 26+630 км

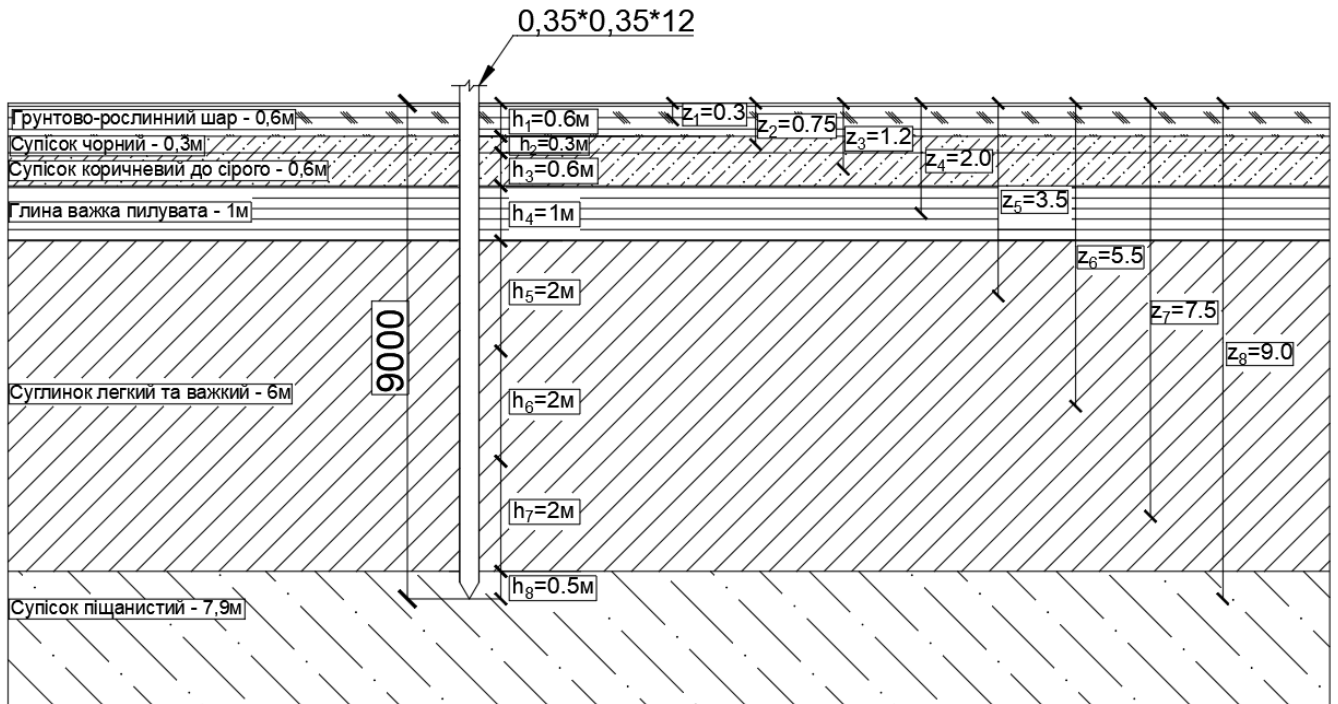


Рисунок 5.3 Схема розрахунку несної здатності палі по ґрунту

Для забивних палей і палей-оболонки, занурених без виймання ґрунту з внутрішньої порожнини, які працюють на стискувальне навантаження, несучу здатність слід

визначати як суму сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її боковій поверхні за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 1050 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot (2,088 + 2,61 + 7,548 + 16,5 + 40,8 + 47,6 + 50,9 + 12,95)) = 382,02 \text{ кН}$$

де:

γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймається $\gamma_c=1$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A – площа обпирання палі на ґрунт, м²;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i та h_i – відповідно розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічій поверхні палі, кПа, та товщина i -го шару ґрунту, м;

γ_{cr} і γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурювання палі на розрахунковий опір ґрунту. Для забивних паль суцільних і з внутрішньою порожниною, забитих із закритим нижнім кінцем, $\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$.

5.2 Допустиме розрахункове навантаження на палю

Допустиме розрахункове навантаження на одну палю в складі фундаменту визначається формулою:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{382,02}{1,4} = 272,87 \text{ кН}$$

де:

γ_k – коефіцієнт надійності, приймається згідно з ДБН В-2.1.-10 2009. Якщо несуча здатність палі визначалася розрахунком, то $\gamma_k = 1,4$.

Визначимо старе навантаження на палі:

$$N_1 = \sum N + G_p + P_{AK} + P_{HK} = 26,99 + 288 + 110 + 800 = 1225 \text{ кН}$$

Визначимо сучасне навантаження палі:

$$N_2 = \sum N + G_p + P_{AK} + P_{HK} = 26,99 + 288 + 150 + 1000 = 1465 \text{ кН}$$

У даному об'єкті на одній опорі встановлено 6 паль, розміром 0,35*0,35*12 м.

Перевіримо чи витримає установлена кількість паль дані навантаження. Необхідна кількість паль у фундаменті визначається за формулою:

-для старого навантаження:

$$n_1 = \frac{(\sum N + G_p) \cdot \beta}{N} = \frac{N_1 \cdot \beta}{N} = \frac{1225 \cdot 1.1}{272.87} = 4,93 = 5 \text{ шт}$$

-для сучасного навантаження:

$$n_2 = \frac{(\sum N + G_p) \cdot \beta}{N} = \frac{N_2 \cdot \beta}{N} = \frac{1465 \cdot 1.1}{272.87} = 5,91 = 6 \text{ шт}$$

Визначимо старе навантаження на одну палю:

$$N_c = \frac{N_1}{n} = \frac{1225}{6} = 204.17 \text{ кН}$$

Визначимо сучасне навантаження на одну палю:

$$N_c = \frac{N_2}{n} = \frac{1460}{6} = 244.17 \text{ кН}$$

Отже, умова виконується:

$$244,17 \text{ кН} < 272,87 \text{ кН}$$

5.3 Розрахунок палі в програмному комплексі Ліра

Програмний комплекс Ліра - це багатофункціональна програма для розрахунку, досліджень та проектування конструкцій різного призначення.

Ліра з успіхом застосовується у розрахунках об'єктів будівництва, машинобудування, мостобудування, атомної енергетики, нафтовидобувної промисловості та у багатьох інших сферах, де актуальні методи будівельної механіки.

Крім загального розрахунку моделі об'єкта на всі можливі види статичних навантажень (силових, температурних, деформаційних) та динамічних впливів (вітер з урахуванням пульсації, сейсмічні впливи за різними нормами, гармонічні коливання тощо). Ліра автоматизує ряд процесів проектування: визначення розрахункових поєднань навантажень та зусиль, сталевих та залізобетонних конструкцій з формуванням ескізів робочих креслень колон та балок. ПК ЛІРА дозволяє дослідити загальну стійкість моделі, що розраховується, перевірити міцність перерізів елементів за різними теоріями руйнування.

ПК Ліра надає можливість проводити розрахунки об'єктів з урахуванням фізичної, геометричної, фізико-геометричної та конструктивної нелінійностей, моделювати процес будівництва споруди з урахуванням монтажу-демонтажу елементів з відстеженням змін фізичних властивостей матеріалів.

Моделювання в ПК Ліра надає можливість забезпечити облік спільної роботи Фундаменту із ґрунтовим масивом, утворивши спільну скінчено-елементну модель (рис. 5.4). У цій розрахунковій моделі ґрунт може бути описаний плоскими або об'ємними кінцевими елементами ґрунту.

Такий підхід до розв'язання задачі є найбільш загальним, а результат його вирішення є найбільш близьким до дійсності. При цьому має бути прийнято до уваги, що ґрунтовий масив є нелінійно-деформованим середовищем, що складається з шарів з різними властивостями.

Заруження 1

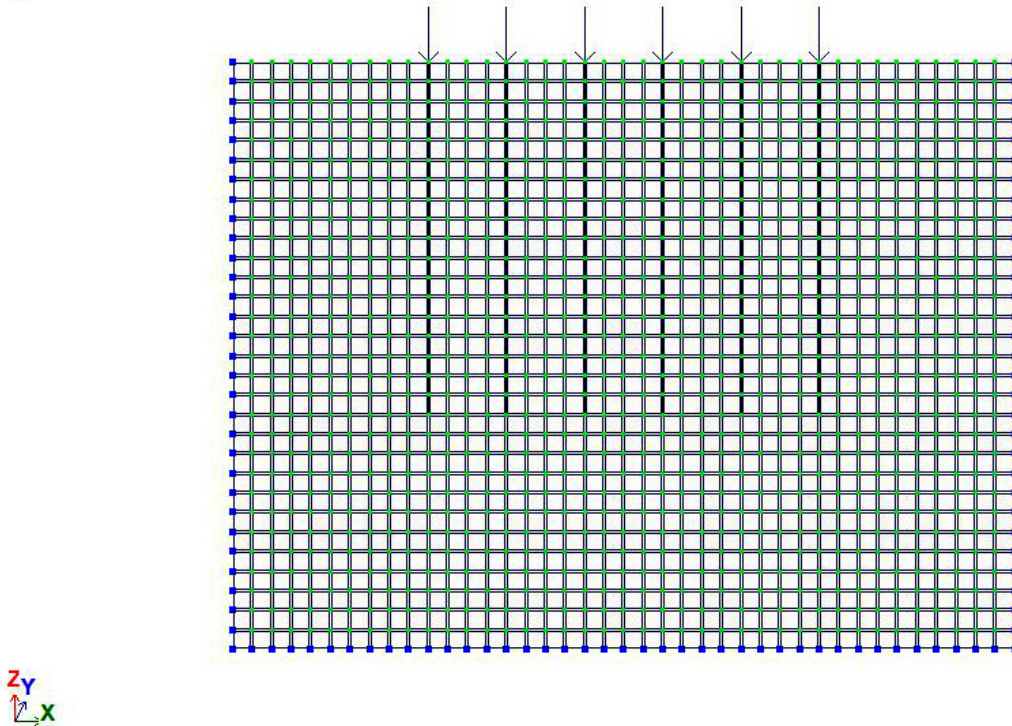


Рисунок 5.4 Скінчено-елементна модель палевого фундаменту

У програмному комплексі Ліра виконано чисельне моделювання роботи палевого фундаменту з урахуванням взаємодії палі з ґрунтовою основою. На рисунку (рис.5.5

(а;б)) наведені поля вертикальних деформацій ґрунту для випадку дії раніше прийнятого навантаження та для сучасного навантаження. Аналіз результатів показує зміну характеру ґрунту в зоні впливу палі, при цьому максимальні деформації зосереджуються в нижній частині палі та в безпосередній близькості до її бокової поверхні. При дії нового навантаження спостерігається збільшення інтенсивності деформацій, однак їхні значення не перевищують гранично допустимих, установлених нормативними документами.

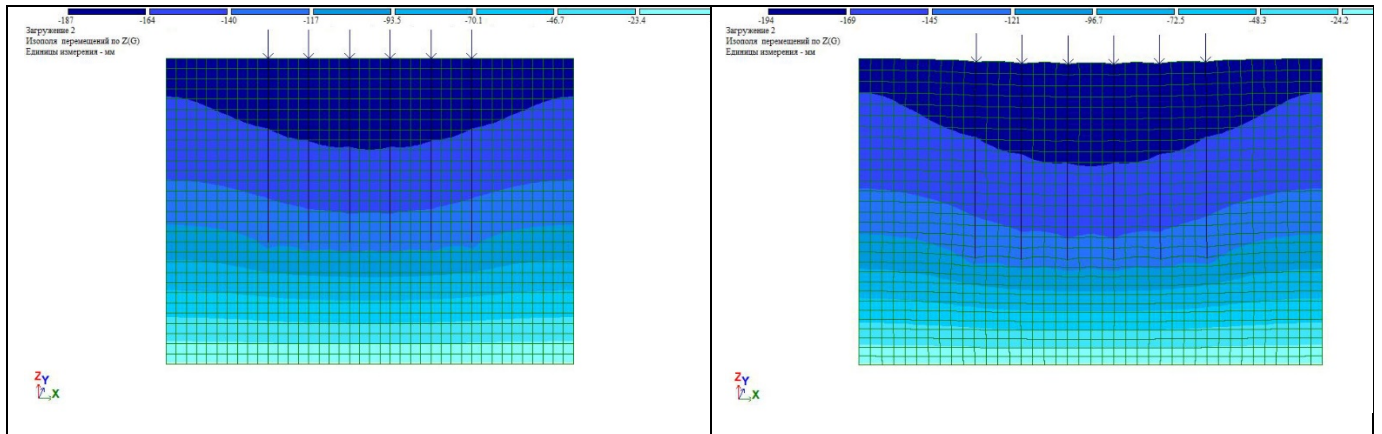


Рисунок 5.5 Ізополя деформацій ґрунтового масиву:

а – до капітального ремонту, б – після капітального ремонту

Так само виконано порівняння дотичних напружень в масиві до капітального ремонту та після:

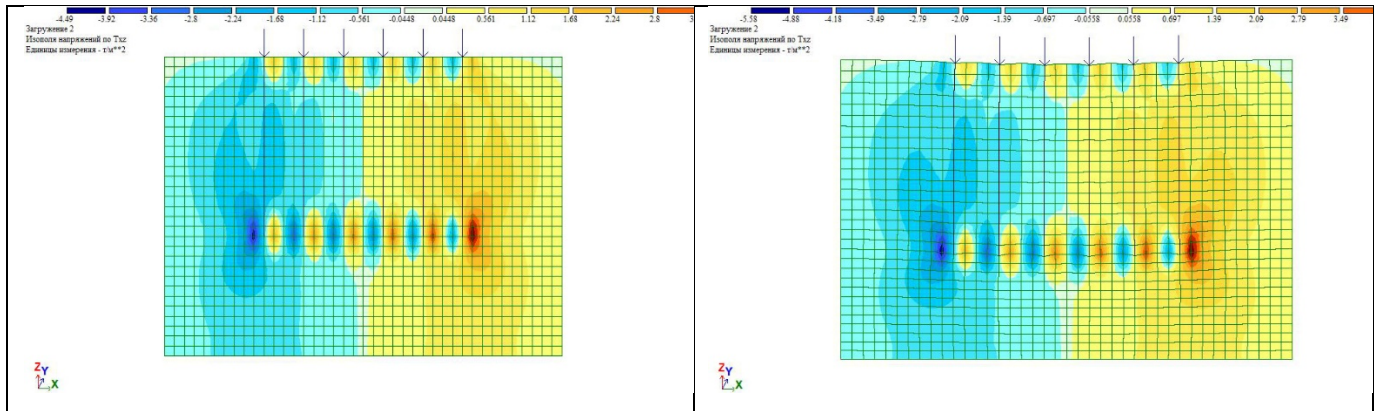


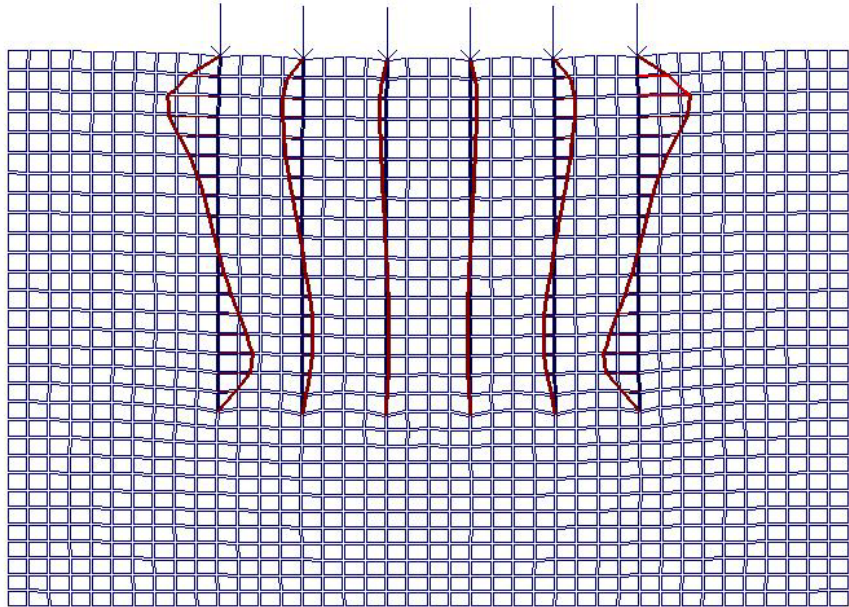
Рисунок 5.6 Ізополя дотичних напружень у ґрунтовому масиві:

а – до капітального ремонту, б – після капітального ремонту

Також у програмному комплексі ЛПРА виконано розрахунок напружено-деформованого стану паль з подальшим визначенням епюр згинальних моментів. Епюра згинальних моментів побудована на основі результатів статичного розрахунку з урахуванням прийнятих навантажень. Аналіз епюри дозволяє визначити характер розподілу згинальних моментів уздовж розрахункового елемента та встановити небезпечні перерізи та максимальні значення згинальних моментів.

Епюру моментів наведено на рисунку 5.7.

Заружение 2
Эпюра M_y
Единицы измерения - т*м



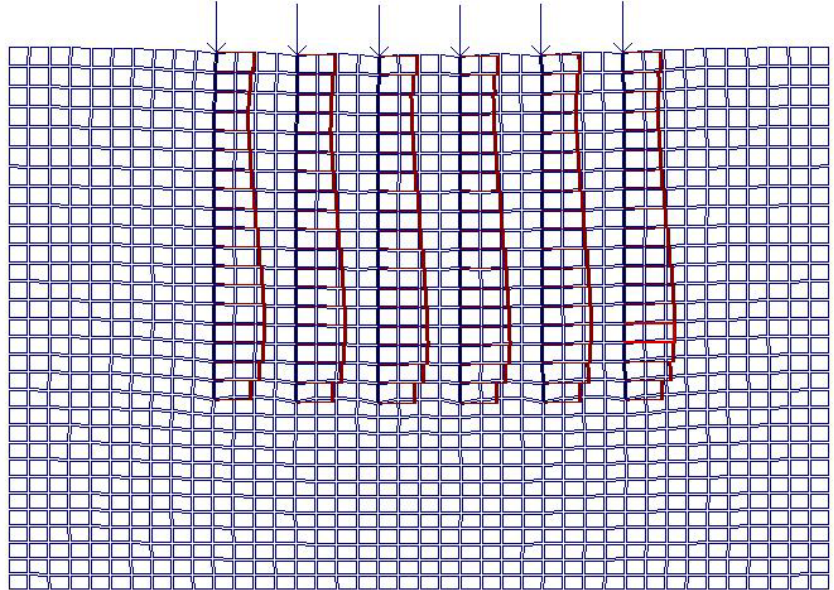
z y
x
Минимальное усилие -0.0467973
Максимальное усилие 0.0467973

Рисунок 5.7 Епюра моментів в палях після реконструкції

На основі результатів моделювання в програмному комплексі ЛПРА побудовано епюру поперечних сил для розрахункових пального фундаменту. Епюра поперечних сил відображає розподіл внутрішніх зусиль, що виникають унаслідок дії прикладених навантажень та реакцій опор. Аналіз епюри дозволяє визначити максимальні значення поперечних сил в палях у зонах, які є найбільш небезпечними з точки зору міцності на зсув.

Епюру поперечних сил наведено на рисунку 5.8.

Загружение 2
Эпюра N
Единицы измерения - т



z y
x Минимальное усилие -26.6054

Рисунок 5.8 Епюра сил в палях після реконструкції

За результатами розрахунку аналітичним способом та в програмному комплексі Ліра бачимо, що встановлений пальовий фундамент витримує сучасні навантаження та може бути застосованим після капітального ремонту даного об'єкту.

ВИСНОВКИ

У даній магістерській роботі виконано обґрунтування параметрів капітального ремонту залізобетонного автодорожнього мосту, розташованого на км 26+630 автомобільної дороги загального користування державного значення Н-25. У процесі роботи було проаналізовано конструктивні особливості існуючої споруди та умови її експлуатації з урахуванням сучасних нормативних вимог до навантажень і надійності мостових конструкцій.

На першому етапі було проаналізовано та описано дефекти цієї штучної споруди, виконано техніко-економічне порівняння можливих варіантів капітального ремонту, за результатами якого обрано оптимальне конструктивне рішення з точки зору технічної доцільності та економічної ефективності. Обраний варіант - це капітальний ремонт, що передбачає: встановлення нових опорних частин ГАОЧ 400x200x52 мм; заміна пошкоджених крайніх плит всіх прогонових будов (6 шт); перевлаштувати всіх інших плит прогонових будов; перевлаштування ділянок сполучення шляхопроводу з автодорожніми підходами; ремонт та антикорозійний захист бетонних поверхонь опор та прогонових будов; влаштування монолітної плити проїзної частини, мінімальною товщиною 14 см; влаштування монолітних пішохідних тротуарів шириною проїзної частини 1,25 м з установленням закладних деталей для кріплення стійок перильного і бар'єрного огородження; влаштування нових деформаційних швів типу MAURER D80; влаштування перильного та бар'єрного огородження на мосту по підходах; влаштування напилювальної гідроізоляції згідно діючих норм; укладання асфальтобетонного покриття; укладання на тротуарах сучасного тонкошарового покриття; відведення води із проїзної частини мосту згідно сучасних вимог ДБН; влаштування укріплення відкосів насипу.

У межах роботи виконано розрахунок прогонової будови на дію постійних та тимчасових навантажень АК15 та НК100. Перевірки залізобетонних плит за граничними станами першої та другої груп, а саме за міцністю, витривалістю та тріщиностійкістю, показали, що напруження і деформації не перевищують

допустимих значень, установлених чинними нормативними документами. Отримані результати підтвердили достатньо несучу здатність та надійність прогонової будови після капітального ремонту.

Окрему увагу приділено розрахунку пальових опор мосту. Було визначено несучу здатність однієї забивної палі перерізом $0,35 \times 0,35$ м та довжиною 12 м за ґрунтовими умовами будівельного майданчика, а також виконано порівняння навантажень на палі при дії раніше прийнятих і сучасних нормативних навантажень. Результати розрахунків свідчать, що несуча здатність палі забезпечує сприйняття навантажень без перевищення граничних значень.

Для уточнення роботи пальового фундаменту виконано чисельне моделювання в програмному комплексі Ліра. Побудовано скінчено-елементну модель фундаменту, отримано поля деформацій ґрунтового масиву та дотичних напружень для випадків старого і нового навантажень, а також побудовано епюри згинальних моментів і поперечних сил у палях після капітального ремонту. Аналіз результатів моделювання підтвердив коректність прийнятих проєктних рішень та відповідність роботи конструкцій розрахунковим передумовам.

Узагальнюючи результати виконаних розрахунків і порівнянь, можна стверджувати, що прийняті конструктивні та технологічні рішення забезпечують надійну роботу мосту після капітального ремонту та відповідають вимогам чинних нормативних документів. Міст після виконання капітального ремонту здатний безпечно сприймати сучасні нормативні навантаження АК15 і НК100, що підтверджує доцільність і ефективність обраного варіанту ремонту та можливість його практичного впровадження.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проєктування.
2. ДБН В.1.2-15:2009 Навантаження і впливи. Мости та труби.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проєктування.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проєктування.
6. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти будівель і споруд.
7. ДСТУ-Н Б В.2.1-27:2010 Настанова з проєктування пальових фундаментів.
8. ДСТУ Б В.2.6-168:2011 Армування сталеве для залізобетонних конструкцій. Технічні умови.
9. ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Бетони важкі та дрібнозернисті. Технічні умови.
10. ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування.
11. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 Настанова з оцінки технічного стану мостів.
12. Звіт обстеження мосту на 26+630 км.
13. ДБН В.2.3.4:2015 Автомобільні дороги Частина І. Проектування
14. Зміни 1 по ДБН В.2.3.4:2015
15. Методичні рекомендації з визначення вантажопідйомності автодорожніх мостів МР В.2.3-37641918-921:2021.
16. Ліра 9.4 Посібник користувача. Основи. Навчальний посібник.
17. Ліра 9.4 Приклади розрахунку та проєктування. Навчальний посібник.
18. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для здобувача освітнього рівня “БАКАЛАВР” спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. 2022р.