

Вінницький національний технічний університет
Факультет будівництва, теплоенергетики та газопостачання
Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

Пояснювальна записка
до магістерської кваліфікаційної роботи

магістр

на тему Монолітні водопропускні споруди тунельного типу для дорожнього господарства

08-08.МКР.001.00.000.ПЗ

Виконав: магістр 2 курсу Андрощук О. О.
групи Б-19мі
спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
освітня програма Промислове та цивільне будівництво

(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)

(прізвище та ініціали)

Керівник Попов В. О.

(прізвище та ініціали)

Опонент Ткаченко С. Й.

(прізвище та ініціали)

Вінниця 2021 року

РЕФЕРАТ

Дана магістерська кваліфікаційна робота передбачає капітальний ремонт в межах Вінницької області. Задача кваліфікаційної роботи зводиться до вирішення проблеми кардинальної перебудови водопропускної споруди. Розроблені рішення максимально наближені до робочого проекту та представлені у вигляді графічної частини з пояснювальною запискою.

В магістерській кваліфікаційній роботі розроблені такі розділи:

- Науково-дослідна частина;
- Технічна частина яка включає в себе :
 - Архітектурно-будівельні рішення;
 - Конструктивні рішення;
 - Організація будівництва і відомості обсягів робіт;
 - Безпека в надзвичайних ситуаціях.
- Кошторисна документація і техніко-економічна частина, економічні показники;

Ключові слова: конструкції, водопропускні споруди, профіль, поперечний переріз, оголовок.

ANNOTATION

This master's qualification work involves major repairs within the Vinnytsia region. The task of the qualification work is to solve the problem of radical reconstruction of the culvert. The developed solutions are as close as possible to the working project and are presented in the form of a graphic part with an explanatory note.

The following sections are developed in the master's qualification work:

- Research part;
- Technical part which includes:
 - Architectural and construction solutions;
 - Constructive solutions;
 - Organization of construction and information on the scope of work;
 - Emergency safety.
- Estimate documentation and technical and economic part, economic indicators;

Key words: structures, culverts, profile, cross section, head.

ВІДОМІСТЬ ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ

Лист	Зміст листа
Лист №1	Актуальність, мета, задачі, об'єкт, предмет, наукова новизна
Лист №2	Аналіз сучасного стану питання по водопропускних спорудах
Лист №3	Переваги та недоліки водопропускних споруд
Лист №4	Моделювання напружено-деформовано стану монолітних водопропускних споруд тунельного типу
Лист №5	Впровадження наукової діяльності в об'єкті проектування
Лист №6	Генеральний план ділянки під час експлуатації
Лист №7	Повздожній профіль водопропускної споруди
Лист №8	Календарний графік
Лист №9	Будівельний генеральний план, умовні позначення, переріз 1-1

ЗМІСТ

ВСТУП	10
1 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	13
1.1 Огляд світового досвіду проектування і будівництва навчальних закладів з урахуванням енергозаощаджування	13
1.2 Методи вдосконалення архітектурно-планувальної структури шкільних будівель та їх композиції з урахуванням енергозаощаджування	23
1.2.1 Тепловтрати через вікна	25
1.2.2 Тепловтрати через стіни	26
1.2.3 Тепловтрати через цоколь	29
1.2.4 Тепловтрати через дах	31
1.2.5 Тепловтрати через вхідні двері	32
1.2.6 Містобудівні і ландшафтні засоби економії енергії у будівлях шкіл	32
1.3 Вдосконалення архітектурно-планувальної структури школи-гімназії №6 м. Вінниця з урахуванням енергозаощаджування	35
1.3.1 Зменшення втрати тепла через віконні прорізи	37
1.3.2 Зменшення втрати тепла через стіни	39
1.3.3 Зменшення втрати тепла через цоколь	39
1.3.4 Зменшення втрати тепла через дах	40
1.3.5 Варіантне порівняння влаштування сонячних батарей	44
1.4 Висновки по науково-дослідній частині	46
2 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА	48
2.1 Архітектурно-будівельні рішення	48
2.1.1 Характеристика будівлі школи	48
2.1.2 Об'ємно-планувальні рішення	48

	7
2.1.3 Архітектурно-конструктивні рішення	49
2.1.4 Зовнішнє і внутрішнє опорядження будівлі	55
2.1.5 Інженерно-технологічне обладнання	56
2.1.6 Благоустрій території школи	56
2.2 Конструктивні рішення	57
2.2.1 Вихідні дані	57
2.2.2 Розрахунок плити панелі	59
2.2.3 Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в поперечному ребрі	61
2.2.4 Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в повздовжніх ребрах	62
2.2.5 Розрахунок міцності нормальних перерізів елементів прямокутного обрису з одиночним армуванням	62
2.3 Організація будівництва та відомість обсягів робіт	70
2.3.1 Проектно-технологічна документація при виконанні реконструкції	71
2.3.2 Вихідні дані. Аналіз архітектурно-конструктивних рішень	72
2.3.3 Розрахунок монтажних параметрів і вибір вантажепід'ємних кранів	72
2.3.4 Відомість об'ємів основних будівельно-монтажних робіт	74
2.3.5 Технологічний розрахунок та розрахунок параметрів графіку руху робочих кадрів по об'єкту	74
2.3.6 Проектування будівельного генерального плану	76
2.3.7 Розрахунок і проектування тимчасових адміністративних та господарсько-побутових будівель і споруд	78
2.3.8 Розрахунок площі та проектування тимчасових складів	80
2.3.9 Техніко-економічні показники проекту	80
2.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	83
2.4.1 Технічні рішення щодо безпечної експлуатації об'єкта	85
2.4.2 Електробезпека	86
2.4.3 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії	88
2.4.4 Розрахунок коефіцієнта протирадіаційного захисту приміщення підвального поверху	94
2.5 Висновок по технічній частині	99

	8
3 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА	102
3.1 Визначення поточних витрат	104
3.2 Обґрунтування доцільності інвестицій	106
3.3 Висновки до розділу по економічній частині	107
ВИСНОВКИ	108
ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАНЬ	110
ДОДАТКИ.....	114
ДОДАТОК А- Технічне завдання	115
ДОДАТОК Б - Локальний кошторис по організації	116
ДОДАТОК В – Локальні кошториси двох типів покрівель	124

ВСТУП

Актуальність теми.

Водопрпускні споруди є дорожніми інженерними спорудами, що служать, в основному, для пропуску водяних потоків. Оскільки цей вид споруд є дуже важливою ланкою дорожнього господарства, виведення їх з експлуатації, як правило, призводить до порушення циклу водовідведення і призводить до погіршення або унеможливлення руху транспортних засобів. Нажаль, технічний стан більшості водопрпускних споруд, що знаходяться у державній та приватній власності України, на даний час, не придатний до нормальної експлуатації через дефекти конструкцій, які виникли в основному через порушення умов експлуатації, практично повна відсутність технічного нагляду, недооцінкою важливості проведення технічних діагностичних заходів. Це, в свою чергу, вимагає проведення заходів щодо їх реконструкції та оптимізації, у тому числі, невідкладних протиаварійних робіт, пов'язаних з відновленням цілісності споруди.

Тому доцільним і актуальним є подальший пошук раціональних конструктивних рішень водопрпускних споруд, оптимізація моделей, що описують їх напружено-деформований стан, розробка та удосконалення методик оптимального проектування таких споруд.

В даній роботі узагальнено інженерний досвід з проектування монолітних водопрпускних споруд, розглянуто моделі напружено-деформованого стану водопрпускних споруд.

Мета дослідження полягає у теоретичному дослідженні раціональних будівельних конструкцій монолітних водопрпускних споруд, оптимізації їх конструктивних параметрів на основі удосконалення існуючих моделей напружено-деформованого стану.

Для досягнення мети необхідним є розв'язання послідовних **задач**:

- Проаналізувати сучасну нормативну документацію з проектування водопрпускних споруд.

- Виконати ґрунтовне узагальнення сучасного світового інженерного досвіду з проектування цих споруд.

- Виявити основні недоліки у конструкціях водопропускних споруд.

- Розробити скінченно - елементну модель напружено-деформованого стану водопропускної споруди.

- Розробити конструктивні заходи з підвищення довговічності та надійності монолітних водопропускних споруд.

Об'єктом досліджень є монолітні водопропускні споруди тунельного тину.

Предметом досліджень є напружено - деформований стан монолітних водопропускних споруд тунельного типу.

Методи дослідження.

Застосовані відомі методи класичної будівельної механіки, опору матеріалів та методу скінчених елементів для дослідження моделей напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, а також, методи математичного та статистичного аналізу для оптимізації моделей та узагальнення результатів розрахунків.

Наукова новизна отриманих результатів.

- на основі аналізу різних конструктивних схем водопропускних споруд, була прийнята найбільш раціональна

- дослідження дістало подальший розвиток та інтерпретацію в життя

Практичне значення роботи:

- Виконано огляд існуючих на цей час конструкцій монолітних водопропускних споруд та аналіз типових інженерних пропозицій щодо раціонального конструювання водопропускних споруд.

- Розроблено інженерну методику, яка дозволяє підібрати оптимальні співвідношення геометричних параметрів монолітних водопропускних споруд тунельного типу.

- Результати досліджень можуть бути впроваджені у практичній інженерній діяльності під час розробки проектів зі зведення нових чи реконструкції існуючих водопропускних споруд.

Особистий внесок магістранта.

Магістрантом проведено аналіз конструктивних схем водопропускних споруд, виконано теоретичні дослідження конструкцій. Магістрантом також розроблені моделі напружено-деформованого стану водопропускних споруд, отримані відповідні чисельні результати, виконано їх системний та науковий аналіз. На основі цих результатів розроблені прикладні рекомендації з раціоналізації конструкцій споруд.

Апробація результатів магістерської роботи. Основні положення та результати роботи були повідомлені та обговорювались на наукових конференціях:

1 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

1.1 Аналіз сучасного стану питання по водопропускних спорудах

Водопропускні споруди — це штучно створені споруди, які прокладають під автомобільними дорогами або залізничним полотном, і використовуються для пропуску водних потоків. Вода може проходити через такі споруди постійно або через певні інтервали. Також такі споруди можуть виконувати функцію прохідного тунелю для людей чи тварин.

Водопропускні споруди дозволяють організувати дренаж під автомобільною дорогою та залізницею. Дуже часто саме така конструкція монтується для відведення русла невеликих річок і струмків. Також даний варіант використовується при весняних паводках і відведенні дощової води.

Дуже важливим є момент, коли висота дорожнього насипу унеможлиблює будівництво моста, тому єдиний вихід із такої ситуації саме водопропускний трубопровід.

Якщо взяти до уваги результати вибіркового обстеження водопропускних споруд на автомобільних дорогах та залізниці [1], то можна сказати, що ситуація на даний момент не втішна. Велика кількість водопропускних споруд знаходиться в аварійному стані і не задовольняє вимог по забезпеченню надійності роботи. Усі ці проблеми є наслідками несвоєчасного огляду та ремонту споруди, збільшення транспортних потоків і велике перенавантаження транспортних засобів, що призводить до деформаційних пошкоджень тіла насипу, осідання, зміщення елементів споруди та інших деформацій. Саме тому ця проблема потребує подальшого пошуку ефективних технологічних і економічних рішень.

1.2 Типи конструктивних реалізацій

Основними видами водопропускних споруд є малі мости (до 25 метрів) та труби. Менше поширені лотки. Лотки використовують на дорогах 4 – 5

категорії. Практично мало використовуються і фільтруючі насипи, це водопропускні споруди, через які проходить вода.

Більше 95% усіх водопропускних споруд складають труби. Вони не впливають на рух автомобілів, не ускладнюють проїзд на дорозі та рух пішоходів на узбіччі, не вимагають заміни типу дорожнього покриття, можуть використовуватися у будь-яких поєднаннях профілю і плану дороги. Водопропускні труби виготовляють повністю збірними, із залізобетонних елементів малої маси, що дозволяє застосовувати крани невеликої вантажопідйомності.

Мости потребують більш високих вимоги до поздовжнього профілю доріг. На мостах дуже часто доводиться використовувати інший тип покриття, аніж на підходах. Мости та труби проектують відповідно до [2]. В даному випадку основним типом водопропускних споруд є труби. Їх використовують на періодично діючих потоках води. Мости ж застосовуються на постійно діючих потоках, а також у тих випадках, коли труби не можуть впоратись із пропуском усієї маси води, що притікає до дороги.

Залежно від умов будівництва, труби поділяють на два типи: ті, які споруджують на рівнинній місцевості і на узгір'ях .

За видом матеріалу водопропускні труби бувають (рис. 1.1):

- кам'яні;
- бетонні;
- залізобетонні;
- металеві;
- дерев'яні;
- полімерні.

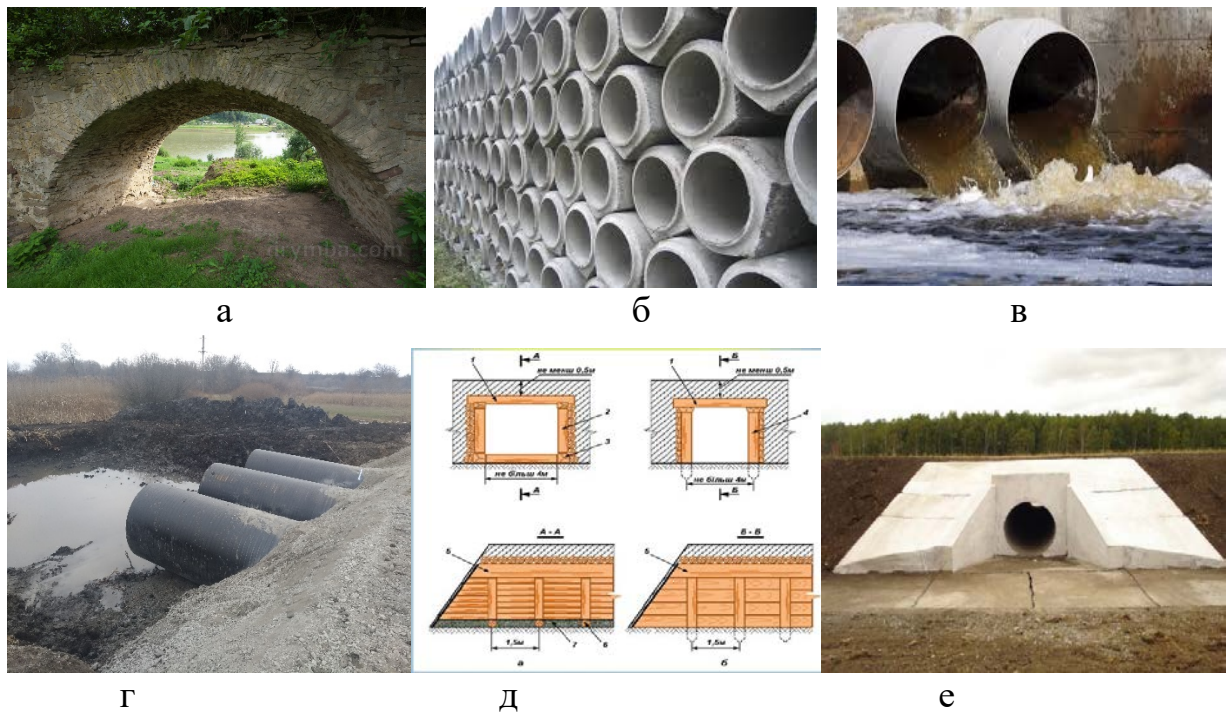


Рис. 1.1 - Класифікація труб за матеріалом:

а – кам'яні; б – залізобетонні; в – металеві; г – полімерні; д – дерев'яні;
е – бетонні.

Найбільше розповсюдження на автомобільних дорогах мають залізобетонні труби, вони складають близько 90% від усіх водопропускних труб. На дорогах із невеликою завантаженістю також можуть використовуватися і бетонні труби. Кам'яні труби застосовуються переважно на гірських дорогах. Останнім часом в дорожньому будівництві почали використовуватися металеві гофровані труби і труби з різних полімерних матеріалів, наприклад таких як склопластик. Особливістю металевих гофрованих труб є їх мала поперечна жорсткість, внаслідок чого в них можуть виникати значні деформації від зовнішніх навантажень. Але завдяки взаємодії труби із земляним масивом ці деформації є цілком допустимими. Враховуючи високу ступінь гнучкості, гофрована труба добре сприймає деформації ґрунтової основи, що дозволяє укласти її на ґрунтову подушку без фундаменту.

Дерев'яні труби переважно застосовуються тільки як тимчасові споруди в місцевості багатій лісом.

За формою поперечного перерізу розрізняють: круглі, прямокутні, овоїдальні та склепінчасті труби (рис. 1.2).

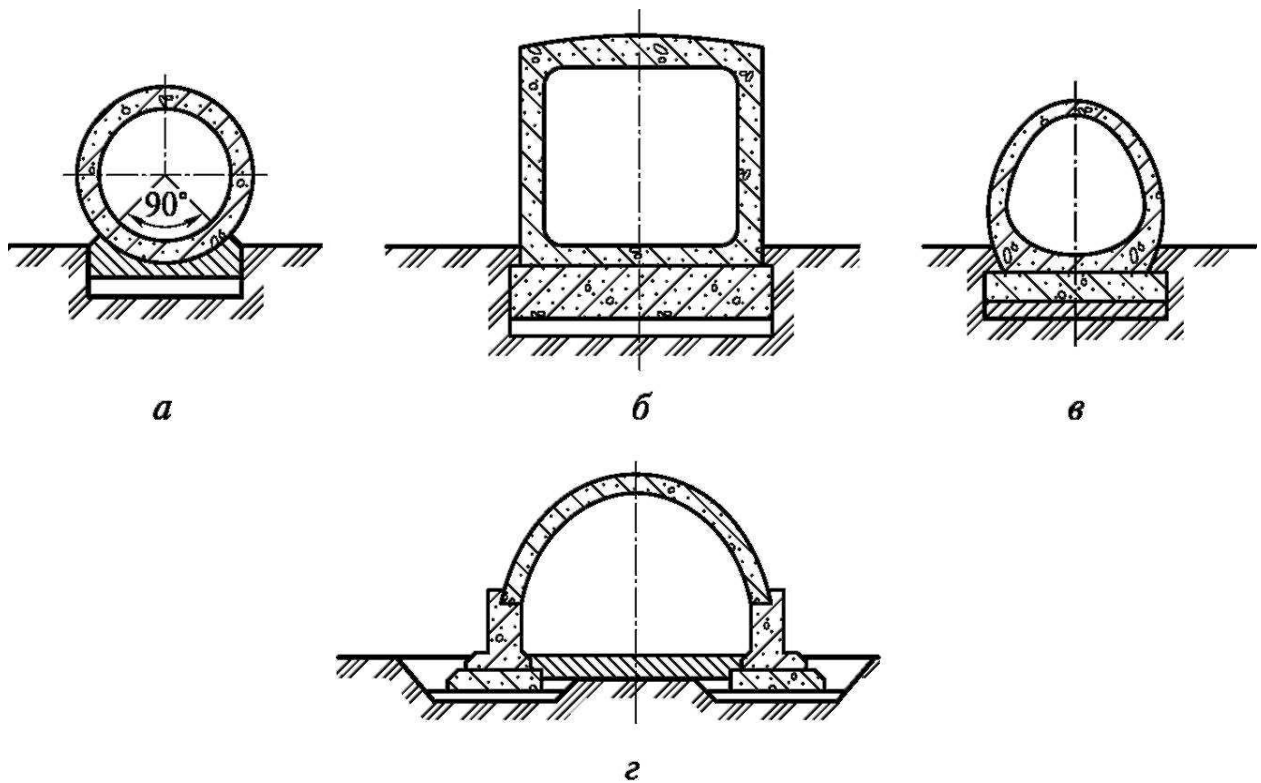


Рис. 1.2 - Типи поперечного перерізу труб:

а – кругла; б – прямокутна; в – овоїдальна; г – склепінчаста

Серед вище перерахованого найбільш поширеними є круглі та прямокутні труби. Для пропуску великих об'ємів води, в круглих і прямокутних трубах роблять відразу декілька отворів (два, три і навіть чотири).

За кількістю очок в перетині труби поділяються на:

- однопроточні;
- двопроточні;
- багатопроточні.

Окрім цього, існує також підрозділ водопропускних труб по роботі поперечного перерізу. Але такий параметр беруть до уваги тільки тоді, коли проводиться гідравлічний розрахунок труб.

Розглянемо такі види водопропускних труб по роботі поперечного перерізу:

- безнапірні;
- напівнапірні;
- напірні.

У напірних трубах задіяна уся площа поперечного перерізу, що дозволяє створювати максимальні показники пропуску води. Напівнапірні працюють усім поперечним перерізом тільки в області оголовка труби. Безнапірні труби постійно працюють частиною свого перерізу і здатні пропускати невеликий об'єм стоків. Тому вони застосовуються там, де обсяги води невеликі.

Водопропускні труби із круглим перерізом, монтовані під автополотном або залізницею, можуть мати такі діаметри:

- 500 мм (довжина таких труб розраховується в залежності від ширини автомобільної дороги (не більше 10м.));
- 750 мм (такі труби можуть мати довжину не більше 15 м);
- 1000 мм (труби, що мають такий діаметр, не повинні перевищувати довжину більше ніж 30 м).

За несучою здатністю труби поділяються на 3 групи:

- 1) відповідає розрахунковій висоті засипки ґрунтом, яка дорівнює 2,0 м;
- 2) ... 4,0 м;
- 3) ... 6,0 м.

На роботу труби також впливають вхідні та вихідні оголовки. Вхідні оголовки поділяють на:

- обтікаючі (характеризуються або підвищенням, або сходженням вхідної ланки);
- необтікаючі (розтрубні, порталні та комірні).

Оголовки труб забезпечують плавне входження та вихід водяного потоку. Збільшуючи пропускну здатність труб, вони підтримують відкоси насипу і захищають трубу від поздовжніх деформацій, що виникають від горизонтального тиску ґрунту насипу.

Відомі наступні типи оголовоків:

- порталні (складаються з вертикальної стінки, що перпендикулярна до осі труби (рис. 1.3, а));
- коридорні (з паралельними стінками постійної висоти (рис. 1.3, б));
- розтрубні (з відкосними крилами змінної висоти (рис. 1.3, в));
- комірні (зі зрізаною кінцевою ланкою труби (рис. 1.3, г));
- оголовок, що обтікається, у вигляді виступаючого з насипу усіченого конусу з плоскою п'ятою, які називаються конічними оголовками (рис. 1.3, д).

Розтрубні оголовки у поєднанні з конічною або підвищеною вхідною ланкою забезпечують найкращі умови для протікання води [3].

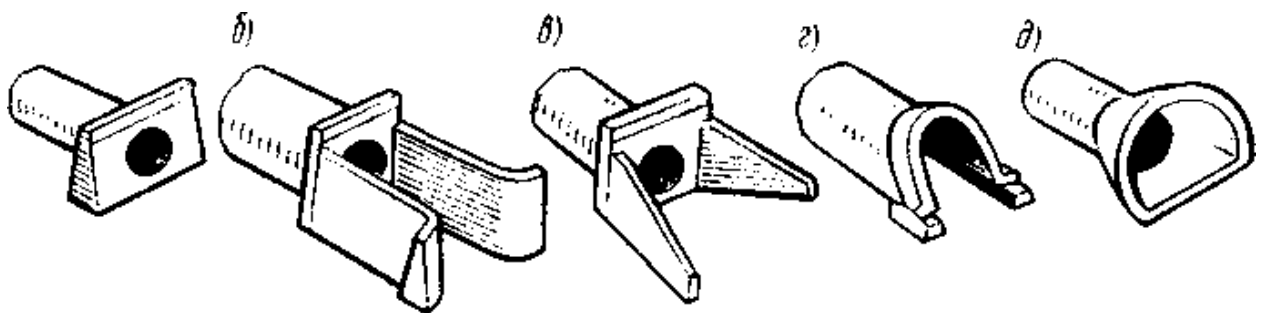


Рисунок 1.3 – Типи оголовоків водопропускних труб

а – порталний; б – коридорний; в – розтрубний; г – комірний; д – конічний

Особливості залізобетонних водопропускних споруд

На сьогоднішній день вартість бетонних та залізобетонних конструкцій вважається найбільш бюджетною з усіх можливих варіантів. Низькі ціни на такі матеріали є одним із визначальних факторів для багатьох будівельних компаній. Окрім цього, дані конструкції також мають непогані показники міцності та герметичності.

Залізобетонні водопропускні труби більш міцніші, якщо порівнювати з виробами з бетону. Основною перевагою залізобетонних труб можна вважати можливість організації їхнього виробництва на місці монтажу (тобто біля

дороги). У випадки виробництва у іншому місці, їх транспортування виконується спеціальними вантажопідйомними машинами.

Як було вже згадано вище, водопропускний трубопровід може також служити не тільки для відводу води, але і виконувати функцію пішохідного переходу. Діаметр самого каналу може бути від 500 до 4000 мм. Також варто взяти до уваги те, що водопропускні залізобетонні труби можна використовувати і в сейсмоактивних районах. Дослідження показують, що незалежно від показників діаметра, водовідвідний канал може витримувати землетруси до 9 балів за шкалою Ріхтера.

Виготовляються такі труби у вигляді сегментів. Ланки залізобетонних водопропускних труб можуть мати довжину від 1 до 4 м. Залізобетонні вироби регламентуються згідно з [4].

Особливості труб з полімерів

Зараз вироби з полімерів стають дуже популярними. Крім цього сучасні виробництва мають можливість випускати полімерні труби, які володіють високими характеристиками міцності і можуть замінити залізобетонні або металеві труби. Також потрібно взяти до уваги те, що вага полімерних виробів в рази нижча якщо порівнювати з іншими матеріалами, що полегшує їхнє транспортування та монтажні роботи

Проте, незважаючи на високі характеристики, водопропускні трубопроводи із пластику монтуються у залізні арки, які дозволяють вберегти споруду від обвалу.

Також є випадки, коли навколо пластикового каналу споруджують спеціальну кам'яну арку або короб — габіон. Тоді виходить міцна конструкція, яка здатна витримувати великі навантаження і має стійку до корозійних впливів полімерну серцевину. В нормальних умовах термін експлуатації такої конструкції може сягати кількох десятків років.

Особливості металевих водопропускних трубопроводів

Найбільш міцними водопропускними трубопроводами є металеві трубопроводи. Такі водопропускні канали можуть витримувати дуже великі навантаження, проте, такі труби мають один великий недолік — вони схильні до корозії, тому, дуже часто, їх використовують як тимчасові конструкції.

Найпопулярніший варіант використання таких труб — як тимчасовий прохід під автомобільною дорогою. Проходи роблять з метою відведення води з одного боку дороги на інший. Така необхідність часто виникає при засміченні або обвалі основного водопропускного каналу. Також, металеву трубу можуть використовувати як захисний футляр для полімерного трубопроводу, що має стійкість до корозії.

Гофровані залізні водопропускні трубопроводи застосовуються для армування стінок свердловини. Іноді з таких труб монтують постійну конструкцію, але це відбувається дуже рідко.

Збираються металеві водопропускні канали з окремих частин (сегментів). Збірка, як правило, виконується на місці установки. Також варто відзначити, що такі труби можуть мати практично будь-яку форму у готовому вигляді. Це завдяки тому, що вони мають гофровані стінки, які здатні згинатися. Якщо металеві листи мають захисне антикорозійне покриття, така конструкція може прослужити до 40 - 50 років. Витрати на монтаж водовідвідного металевого каналу на 20 - 30% нижче, ніж залізобетонного.

Особливості кам'яних трубопроводів

Кам'яні трубопроводи зустрічаються в основному в тих районах, де кар'єри постелистого каменю розташовані поблизу і витрати на його транспортування невеликі. Вони виглядають як безшарнірні кам'яні зводи прольотом до 4...5 м, що спираються на стінки.

Матеріалом фундаментів, стінок, зводів і оголовків є бутове кам'яне мурування з тимчасовим опором стиску не менш 35 Мпа. Зводи мають круговий обрис, а їх мінімальна товщина може бути 30 см, у бетонних – 20 см.

Особливості дерев'яних трубопроводів

У лісових районах при будівництві внутрішньогосподарських доріг іноді використовують дерев'яні труби, вони мають трикутний чи трапецієвидний поперечний переріз з отвором 0,5...2,0 м. Але це недоцільно через необхідність великих витрат і їх термін експлуатації низький.

1.3 Переваги та недоліки водопропускних споруд

За технічними і економічними показниками труби вигідніші мостів, але можуть влаштовуватись тільки в тому випадку, коли висоти насипу достатньо для прокладання в ній труби потрібного діаметру з урахуванням мінімальної висоти засипки труби (не менше 0,5 м).

Основні переваги використання водопропускних споруд у порівнянні з мостами:

- застосування таких споруд в дорожньому полотні не тільки вирішує проблему відведення води, але і дозволяє зміцнити дорожнє покриття. Завдяки цьому міцність дороги підвищується, і зменшується ризик руйнування насипу.

- бюджетність варіанту водопропускної споруди, якщо порівнювати з мостом, дозволяє заощадити кошти на будівництві дороги.

- можливість монтажу водопропускної труби після закінчення будівництва насипу. Установка моста в такому випадку найчастіше просто неможлива або обходиться набагато дорожче.

- більша швидкість монтажних робіт.

Вдалий монтаж цих конструкцій багато в чому залежить від індивідуального випадку і від того матеріалу, з якого зроблений сам водопропускний канал.

При обстеженні водопропускних споруд, які знаходяться на території України, виявився великий відсоток пошкоджень і деформацій залізобетонних труб, які знаходяться в насипах малої висоти (від 1.5м. до 2м.). За результатами досліджень було встановлено, що комплексні пошкодження водопропускних

труб, що поєднують в собі розсунення і просідання ланок з розвитком нерівномірності просідання дорожнього покриття, є найбільш широко розповсюдженими випадками комплексних пошкоджень водопропускних труб (рис. 1.3.1). Просідання і розсунення ланок тягнуть за собою такі проблеми як розкриття стикових швів елементів водопропускних труб, активна фільтрація води в насип, вимивання ґрунту основи і насипу, що в цілому може призвести до руйнування усієї споруди. Розкриття стикових швів і потрапляння ґрунту всередину водопропускної труби є однією з причин появи нерівномірності осідання верхніх шарів дорожнього покриття і появи деформацій, що призводять до руйнування цього покриття та необхідності його передчасного ремонту (рис. 1.4). Також є випадки появи деформацій дорожнього покриття без виходу ґрунту всередину труби, що характерно для великої кількості водопропускних труб кільцевого перерізу і майже не зустрічалося при обстеженні водопропускних труб напівкільцевого перерізу [2].



Результати дослідження водопропускних споруд на автомобільних дорогах

Після обстеження водопропускних споруд, термін експлуатації яких складає від 2 до 25 років, було виявлено, що більшість труб напівкільцевого перерізу були частково зруйновані або мали значні пошкодження. Були зміщені оголовки і б'єфи, що перешкоджає пропуску водяних потоків і сприяє поширенню ерозії ґрунтів і руйнуванню насипу автомобільної дороги. Через це порушується загальне відхилення по осі труби (відхилення до 30 см), з'являються зони застою

водного потоку, що сприяє замулюванню водопропускного отвору і фільтрації води в насип, через що знижується надійність роботи водопропускної труби. Також причинами розвитку деформацій водопропускних труб напівкільцевого перерізу є деформації ґрунту насипу в перші 7 – 8 років після установки водопропускної труби, та відсутність конструктивних рішень об'єднання ланок. Найбільш розповсюдженими місцями ушкодження оголовок, є ділянки з мінімальним поперечним перерізом. Чагарники на вході і виході водопропускної труби також мають негативний вплив на роботу водопропускної труби. Причиною цього є низька якість будівництва і невідповідне обслуговування водопропускної труби. Як результат руйнується гідроізоляція і вимивається ґрунт з тіла насипу і основи – це призводить до замулення та засмічення водопропускного отвору, порушення цілісності труби та зміна режиму вологи ґрунту основи і насипу.

Перелік основних пошкоджень залізобетонних елементів водопропускних труб:

- тріщини;
- відколи і ерозія бетону;
- корозія арматури;
- велика кількість ділянок з «відстрілом» захисного шару бетону;
- оголення арматури.

Тріщини в опорних плитах найчастіше спрямовані вздовж осі водопропускної труби і мають ширину розкриття до 10 мм. Такі пошкодження можуть призвести до передчасної втрати працездатності водопропускної труби.

Причини таких пошкоджень можуть бути різні:

- високі силові навантаження;
- дія агресивних середовищ;
- помилки проектування у зв'язку з недостатніми обстеженнями властивостей ґрунтів основ;
- низька якість виготовлення елементів водопропускних труб;
- низька якість монтажу.

Товщина засипки над водопропускною трубою напівкільцевого перерізу, в більшості випадків, знаходиться приблизно від 0,5 до 1,5 м – у цих умовах обстежувані водопропускні труби піддаються дії інтенсивних динамічних навантажень від транспорту. Нерівномірність просідання дорожнього покриття обумовлена процесами ущільнення ґрунтового насипу, зменшення товщини стиснуваного ґрунту над водопропускними трубами, яка є жорстким включенням в масив насипу та недостатнє ущільнення «пазух» нижче діаметра поперечного перерізу водопропускної труби. Пошкодження дорожнього покриття, через нерівномірність просідання, негативно впливає на безпеку дорожнього руху і потребує негайного усунення [5].

1.4 Ремонт та реконструкція водопропускних споруд

Питання ремонту та реконструкції, для подовження терміну експлуатації та зміцнення конструкції, займає провідне місце у життєвому циклі водопропускних споруд.

Під час поточного ремонту в основному виконуються роботи профілактичного характеру, тобто ліквідація незначних пошкоджень, щоб захистити конструкцію від ймовірних пошкоджень, які можуть створити загрозу життю та здоров'ю людей і цілісності конструкції. Періодичність обстеження труб водопропускних споруд можна подивитись в табл.1.1

Таблиця 1.1 – Періодичність обстеження труб під автодорогою

Споруда	Вік споруди, років			
	1 – 20	21 – 40	41 – 60	Більше 60
	Періодичність обстеження, років			
Залізобетонні труби	10*	5	4	3
Залізобетонні труби – шляхопроводи	10*	5	4	3
Металеві труби	10*	6	4	3

Продовження таблиці 1.1

Металеві труби – шляхопроводи	10*	6	4	3
Полімерні труби	10*	5	3	3

*При наявності насипу більше ніж 8 метрів, в перші 20 років експлуатації періодичність обстеження через 3 роки

Під час капітального ремонту виконуються роботи для підсилення або заміни зношених або пошкоджених конструкцій, вузлів.

Сьогодні існує кілька основних варіантів по ремонту водопропускних споруд. Як правило, ремонт водопропускних трубопроводів виконується безкотлованим методом. Кажучи простими словами: без відкопування труби з котловану. Котлований метод використовується набагато рідше — в тих випадках, коли необхідна повна заміна трубопроводу.

Відновлення функцій каналу може проводитися за допомогою нової труби, яка просто вставляється в стару.

Розглянемо основні варіанти по ремонту водопропускних споруд:

- санація;
- технологія SPR;
- релайнінг.

Також існує ще один спосіб ремонту таких труб — мікротунельний, але він використовується дуже рідко через велику собівартість і витрати на обладнання. Крім того, один комплект обладнання підходить тільки до певного діаметру труби з круглою формою перерізу.

Санація — спосіб, який заснований на прошовуванні рукава з пластику, всередині ремонтваного водопропускного каналу. Після закінчення протягування рукава, в нього закачують повітря з метою створення надлишкового тиску. Рукав який накачаний повітрям, зсередини повторює форму труби. Його потім опромінюють ультрафіолетовими променями. В результаті чого рукав твердне і утворюється так званий допоміжний каркас, який не тільки ремонтує, а й підсилює міцність конструкції в цілому. Товщина стінок

такого рукава може становити приблизно 8 мм. Усі ремонтні роботи займають всього декілька годин, тому такий спосіб ремонту водопропускного трубопроводу є дуже популярним.

Технологія SPR є способом ремонту водопропускних конструкцій, які відрізняються великими показниками діаметра (800-5000мм). Крім цього, така технологія використовується для ремонту труб не тільки з круглою формою перерізу, але і для інших. Процес ремонту за такою технологією проходить в 2 етапи.

Етап 1. Усередині ремонтovanого каналу навивають профіль. Профіль, як правило, виготовляється із полівінілхлориду (ПВХ) високої міцності і комбінованої сталі і армується спеціальними вставками.

Етап 2. Проводиться заливка розчину в зазор між ремонтваною трубою і корпусом. Це дозволяє відновити пошкоджені труби різних типів.

Після ремонту з використанням технології SPR, несучі показники конструкції збільшуються в 2-3 рази.

Релейнінг виконується шляхом прокладки в стару водопропускну трубу нової, яка зроблена зі склопластику. Усередині відбувається стикування ланок, а потім зазор між двома стінками заливається, як і в попередньому випадку, цементним розчином.

Варто відзначити, що в світі існує безліч технологій по ремонту водопропускних труб, однак найбільш популярних, перевірених часом способів всього кілька і їх застосовують практично в усьому світі.

1.5 Основні напрямки магістерської роботи

1. Опис існуючих варіантів виконання водопропускних споруд.
2. Оцінка впливів навантажень на конструкцію.
3. Розроблення методики розрахунку монолітних водопропускних споруд тунельного типу.
4. Моделювання напружено – деформованого стану монолітних водопропускних споруд тунельного типу.

5. Оптимізація конструктивних рішень.

1.6 Висновки по науково-дослідній частині

Виходячи з результатів узагальнення інженерного досвіду з проектування водопропускних споруд можна зробити такі висновки:

Розглянуто основні особливості проектування водопропускних споруд. Також виконано узагальнення навантажень та впливів на водопропускні споруди, які необхідно розглянути при проектуванні.

Класифіковано такі види конструктивних реалізацій водопропускних споруд – в залежності від умов будівництва: споруджувані на рівнинній місцевості і споруджувані на узгір'ях; за видом матеріалу: кам'яні, бетонні, залізобетонні, металеві, дерев'яні, полімерні; за формою поперечного перерізу: круглі, прямокутні, овоїдальні та склепінчасті труби; за кількістю очок в перетині труби: однопроточні, двопроточні, багатопроточні; по роботі поперечного перерізу: безнапірні, напівнапірні, напірні; за несучою здатністю: відповідає розрахунковій висоті засипки ґрунтом, яка дорівнює 2,0 м, 4,0 м, та при висоті 6,0 м. На режим роботи труби впливають вхідні та вихідні оголовки. Вхідні оголовки діляться на: обтікаючі (характеризуються або підвищенням, або сходженням вхідної ланки); необтікаючі (розтрубні, порталні та комірні). Порталні, складаються з вертикальної стінки, що перпендикулярна до осі труби; коридорні, з паралельними стінками постійної висоти і розвернуті на початку оголовка; розтрубні, з відкосними крилами змінної висоти, які розходяться від осі труби; комірні, зі зрізаною паралельно відкосу кінцевою ланкою труби; оголовок, що обтікається, у вигляді виступаючого з насипу усіченого конусу з плоскою п'ятою, які називаються конічними оголовками. Найкращі умови протікання води забезпечують розтрубні оголовки у поєднанні з конічною або підвищеною вхідною ланкою.

Досліджено, що дефектами, які найбільш часто виникають в процесі експлуатації водопропускних споруд є: тріщини, відколи і ерозія бетону, корозія

арматури, велика кількість ділянок з відшаруванням захисного шару бетону, оголення арматури. Встановлено, що найбільш широко поширені випадки комплексних пошкоджень водопропускних труб, що поєднують розсунення і осідання ланок труби з розвитком нерівномірності осідання дорожнього покриття. Осідання і розсунення ланок сприяє розкриттю стикових швів елементів водопропускних труб, активній фільтрації води в насип, вимивання ґрунту насипу і основи, що в комплексі може призвести до руйнування споруди.

На сьогоднішній час існує декілька основних варіантів по ремонту водопропускних споруд. Як правило, ремонт водопропускних трубопроводів виконується безкотлованим методом. Тобто, ремонтні роботи проводяться без відкопування труби з котловану. Котлований метод використовується набагато рідше — в тих випадках, коли необхідна повна заміна трубопроводу. Основні варіанти ремонту водопропускних споруд: санація, технологія SPR, релейнінг. В світі існує безліч технологій по ремонту водопропускних труб, однак найбільш популярних і ефективних, перевірених часом способів всього кілька і їх застосовують практично в усьому світі.

2 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

2.1 Архітектурно-будівельні рішення

Існуюча водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка-Суша Долина в межах Вінницької області, розташована поблизу с. Джугастра Крижопільського району Вінницької області, складається з 2-х частин, що з'єднані між собою, та є системою водовідведення з дороги та ділянки поблизу селищної ради. Водопропускна споруда орієнтована прямолінійно зі сходу на захід, під невеликим кутом в бік південного напрямку поблизу північного торцевого фасаду будівлі селищної ради під дорожнім покриттям дороги та площі. Кут перетину осі водопропускної споруди та осі дороги місцевого значення С-02-09-04 $\sim 77^\circ$.

Судячи з переказу представників селищної ради с. Джугастра водопропускна споруда була реконструйована в середині 80-х років ХХ сторіччя. Суть реконструкції полягала в тому, що до існуючої водопропускної споруди у вигляді бутобетонного тунелю, збудованого ще у ХІХ сторіччі, для відводу води від панського маєтку довжиною близько 15 м, прокладеного під дорожнім полотном, з допомогою бетонної труби довжиною близько 5 м було приєднано дощоприймальний колодязь №2, до якого, в свою чергу, з допомогою системи бетонних труб загальною довжиною 21,09 м було приєднано додатковий дощоприймальний колодязь №1, розташований поблизу схилу. Територія між дорогою, сільрадою та схилом під час реконструкції була спланована з ухилом до дощоприймальних колодязів №1 та № 2, засипанням трамбованого ґрунту та заасфальтована.

Дані про проектну організацію, що виконувала реконструкцію дороги, а також відомості про проведення поточних та капітальних ремонтів споруди відсутні.

Час виконання реконструкції зі слів голови селищної ради с. Джугастра – 1985 – 1987 р.р.

Замовником надано облікову картку водопропускної споруди за № 101 від 04.01.1981. Іншої технічної документації на водопропускну споруду Замовником не надано. В архіві селищної ради с. Джугастра відомостей про будівництво та капітальний ремонт споруди не зберіглося.

2.1.1 Технічні параметри водопропускної споруди

Матеріал стінок водопропускної споруди: бетонні труби та бутобетонний склепінчастий тунель;

кількість дощоприймальних колодязів – 2;

матеріал дощоприймальних колодязів, частково – бетон, частково – бутобетон, колодязі обладнані дощоприймачами;

внутрішній діаметр (переріз) – змінний по довжині: від 600 мм (ділянки бетонних труб) до ~1100 x 600 мм (ділянка бутобетонного склепінчастого тунелю);

повна довжина існуючої водопропускної споруди (між дощоприймачем №1 та скидним прорізом бутобетонного тунелю) в плані: 41,50 м;

товщина стінок – змінна по довжині: від 60 ... 100 мм (ділянки бетонних труб) до 200...400 мм (ділянка бутобетонного склепінчастого тунелю);

висота насипу над водопропускною спорудою – змінна по довжині. Під дорогою – від 2 320 до 2 650 мм (ділянки над склепінням бутобетонного тунелю), від 2 700 до 2 930 мм (ділянка бетонних труб). Під асфальтованим майданчиком поблизу сільради та асфальтобетонним вимощенням (ділянка бетонних труб) – від 2 450 до 2 930 мм;

тип оголовка – з боку виходу бутобетонного склепінчастого тунелю – ґрунтовий, порталний; з іншого боку – без оголовка;

кут перетину осі труби та осі дороги – ~ 77°;

тип гідроізоляції – без гідроізоляції;

повздовжній ухил – змінний, від 0,7% (бутобетонного тунелю) до 1,5% (бетонних труб);

Поблизу дощоприймального колодязя №1 улаштовано прогонову конструкцію у вигляді залізобетонної перемички, що підтримує ґрунтовий масив над спорудою.

Загальний вигляд водопропускної споруди та території навколо неї показано на рис. 1 ... 6.

2.1.2 Кліматологічні показники

Територія, де розташований об'єкт обстеження, згідно з класифікацією ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [8] знаходиться у 2-му вітровому, 4-му сніговому та 3-му ожеледному районі і згідно з класифікацією ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010, має наступні кліматичні характеристики:

снігове навантаження – 1400 Па [8, с. 51];

вітровий тиск – 450 Па [8, с. 51];

товщина кірки ожеледі – 19 мм [8, с. 51];

сейсмічність – 6 балів за картою ЗСР-2004-А [16, с.70].

2.1.3 Характеристика водопропускної споруди, земельної ділянки та сусідньої забудови

Обстежувана земляна ділянка поблизу водопропускної споруди прямокутна в плані розмірами ~ 50,0 x 20,0 м, зі штучним асфальтобетонним покриттям. На цій ділянці розташована дорога місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка-Суша Долина та автобусна зупинка (рис. 1 – 3). За переказом місцевих мешканців майданчик, частково, був, штучно створений насипанням ґрунтових мас для розпланування території поблизу панського маєтку ще у XIX сторіччі. Площа штучного насипу була збільшена у 70-х роках XX сторіччя для зведення будівлі сільради, що порушило природні процеси збору дощової води у русло річки

Марківка. Остаточний вигляд майданчик набув у ~1987 році, коли було улаштоване асфальтобетонне покриття з реконструйованою водопропускною спорудою.

Згідно з даними топо-геодезичних вишукувань рельєф місцевості горбистий, має значний ухил з південного сходу на північний захід (поблизу майданчику водопропускної споруди зі східного боку і ~ 1...10%).

Асфальтована ділянка спланована, має загальний ухил в західному напрямку та локальні ухили в бік дощоприймальних колодязів №1 і №2. Ділянка знаходиться в локальній низовині, яка утворилася після штучного насипання ґрунту. Природний рельєф місцевості, у разі рясних атмосферних опадів, спрямовує воду з пагорбів та дороги з південно-східного, східного та північно-східного боку на обстежувану асфальтовану ділянку.

Зі східного боку вздовж пагорба по межі ділянки водозбору споруди до вимощення, улаштованого поблизу сільради, власними силами жителів с. Джугастра, зроблений захисний ґрунтовий насип висотою до 0,5 м для відводу води від будівлі та спрямування її в дощоприймач №1 (рис. 1).

З західного боку, в місці, де водопропускна споруда скидає воду на ґрунтову поверхню існуючого пагорба, створений штучний не укріплений перепад рельєфу близько 3,8 м.

Будівля сільської ради (рис. 1) 2-х поверхова з підвалом, прямокутна в плані. Навколо будівлі є бетонне вимощення шириною 1,2 м.

На обстежуваній ділянці знаходиться водопропускна споруда, яка складається з 2-х вертикальних дощоприймальних колодязів (рис. 1, 2), улаштованих на відстані близько 23 м один від одного. Дощоприймальний колодязь №1 (верхній по схилу) знаходиться на відстані близько 7 м від торцевого фасаду сільради. За переказом місцевих жителів, колодзі з'єднані системою водовідвідних труб внутрішнім діаметром 600 мм, улаштованих з ухилом близько 1:25. Кінцеву частину водопропускної споруди утворює старий склепінчастий водовідвідний тунель з бутобетону довжиною близько 13,5 м, що виходить на південно-західний схил обстежуваної ділянки. Між

дощоприймальним колодязем №2 та бутобетонним тунелем улаштований відрізок водовідвідної труби внутрішнім діаметром 600 мм. Ділянка контакту відрізка труби та тунелю герметизовано автомобільними скатами.

Окрім водопропускної споруди, що розглядається, систему водовідводу з майданчика поблизу сільради, доповнює відрізок бетонної труби діаметром 500 мм, що лежить напів заглиблено на західному схилі, спрямований в бік річки Марківка та не приєднаний до бутобетонного тунелю.

Водовідвід спрямовується за територію асфальтованої дороги на долину.

Загальний вигляд ділянки наведено на рис. 2.1 – 2.6.



Рис. 2.1 – Загальний вид створу обстежуваної ділянки над водопропускною спорудою. Будівля сільради. Вид зі східного боку. Штучний захисний земляний насип (обвалування).



Рис. 2.2 – Загальний вид та стан створу обстежуваної ділянки. Вид із заходу. Сліди підтоплення території. Дощоприймальний колодязь №2 занесений ґрунтом.



Рис. 2.3 – Вигляд та стан відповідного бутобетонного тунелю в місці скидання води. Схил розмитий водою. Тунель занесений ґрунтом до 90% перерізу,

захламлення ґрунтового оголовка тунелю гілками та брудом. Розтріскування швів між каменями, часткове руйнування стінок бутобетонного тунелю



Рис. 2.4 – Загальний вид та стан місця переходу бутобетонного тунелю та бетонної водовідвідної труби. Захламлення гілками та брудом. З'єднання не герметичне. Сліди розмивання ґрунту.



а)



б)

Рис. 2.5 – Загальний вид і стан дощоприймача №1: а – станом на 06.2019, б – на 12.2019. Застій опадових вод. Дощоприймач №1 занесений ґрунтом. Ґрунтові наноси поросли травою. Тріщини в асфальтобетонних схилах.

2.1.4 Прогонова будова

В межах проїзної частини над бутобетонним тунелем влаштована прогонова конструкція у вигляді бетонної плити шириною ~6000 мм та довжиною ~4000 мм по насипу.

В місці розташування дощоприймального колодязя №1, над конструкціями водопропускної споруди улаштована залізобетонна збірна перемичка (рис. 5).

2.1.5 Дорожнє полотно

Дорожній одяг проїзної частини багат шаровий і складається ухилоутворюючого шару та асфальтобетонного покриття. Розуклонка дорожнього полотна виконана в бік дощеприймачів. Загальна товщина дорожнього одягу складає 90-150мм.

Тротуари на ділянці дороги відсутні.

Бар'єрне та перильне огороження відсутнє.

2.1.6 Підходи до водопропускної споруди

Зі східного боку водопропускної споруди улаштований схил пагорба з якого здійснюється водозбір. Умовна ширина смуги водозбору обмежена обвалуванням, улаштованим з двох боків пагорба (рис. 1, 6).

Ширина смуги водозбору коливається від 8,5 м (поблизу обстежуваного майданчика) до 25 м – ближче до верхівки пагорба.

Покриття проїзної частини підходів – щебенева підсипка та асфальтобетонне покриття.



Рис. 2.6 – Загальний вид смуги водозбору. Смуга водозбору обмежена валуванням.

2.2 Конструктивні рішення

Згідно з [6], мостова споруда віднесена до класу наслідків (відповідальності) СС-2 (середні наслідки). Клас наслідків за [7] – II. При виконанні розрахунків основних несучих конструкцій (клас А), слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю за [7], табл. 4.1 $\gamma_r = 1,00$.

Методика виконання аналітичних розрахунків

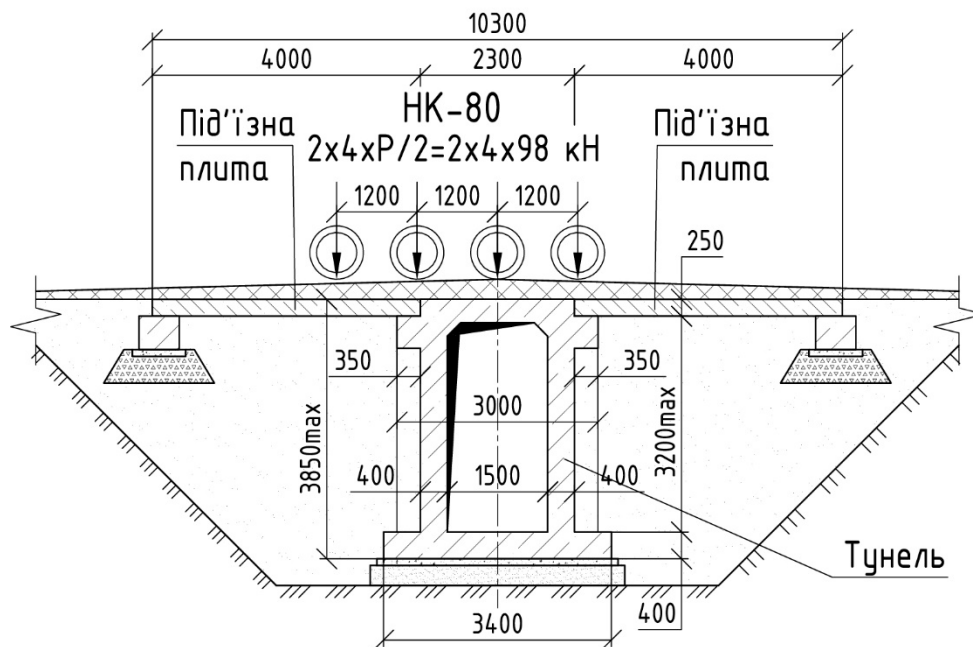
Розрахунки виконано згідно з чинними на цей час нормами (ДБН В.1.2-14:2018 [6], ДБН В.2.6-98:2009[8], ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [9], ДБН В.2.3-22:2009 [7], ДБН В.2.3-14:2006 [10], ДБН В.1.2.-2:2006 [11]).

Аналітична методика перевірочних розрахунків проєктованих елементів залізобетонних конструкцій споруди прийнята згідно з джерелом [Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів [12] Частина 1. Розрахунок за I групою граничних станів. – К.: КНУБА, 2017, – 168 с.], що відповідає вимогами п.6.1.1 [8]. Перевірка міцності, окрім цього, додатково виконана за методикою розділу 3 [10].

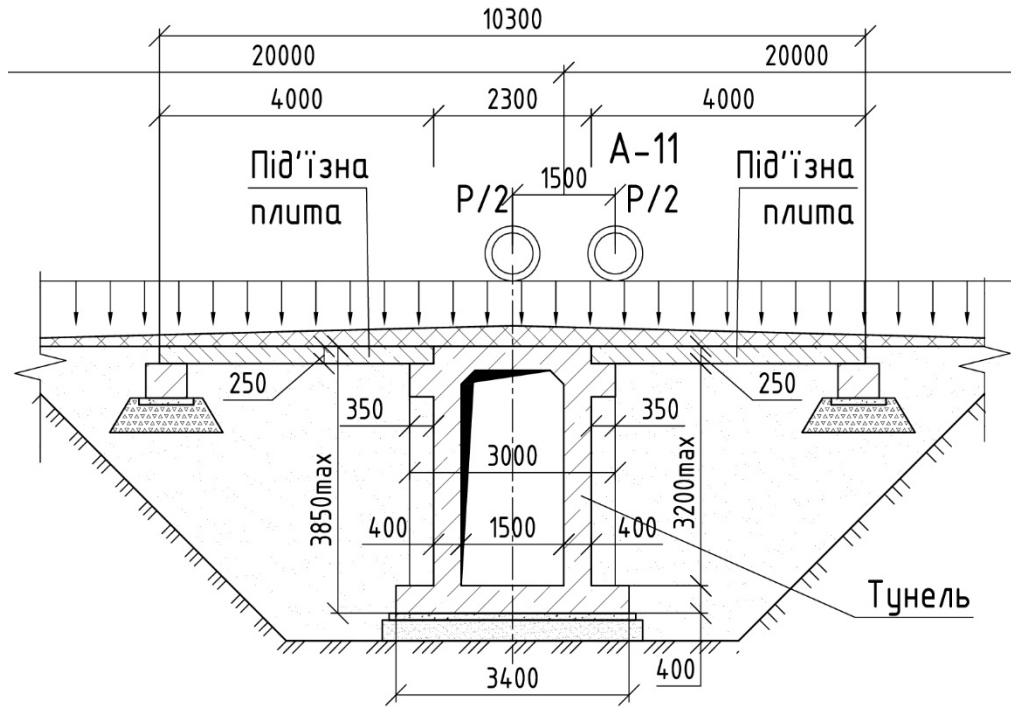
Аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій споруди доводить, що найбільш навантаженими елементами є фрагменти кришки тунелю проїзної частини, перехідні плити, стінки та консолі стінок під перехідними плитами, основи та фундаменти тунелю. Для аналітичного перевірконого розрахунку армування елементів споруди, прийнята плоска рама з деформаційним швом між кришкою тунелю та під'їзними плитами. Відпор ґрунту під під'їзними плитами не враховувався. Найбільш не вигідним в цьому випадку, є варіант тимчасового завантаження НК-80. Схеми навантажень показані на рис. 2.7.

Навантаження НК-80 – чотирьохвісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь $P_n = 196 \text{ кН}$ з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 1,0$.

Навантаження А-11 – двовісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь – $P_n = 9,81 \cdot 11 = 107,91 \text{ (кН)}$ + смуга рівномірно розподіленого навантаження на $V_n = 0,98 \cdot 11 = 10,78 \text{ (кН / м)}$ по двом смугам під колесами.

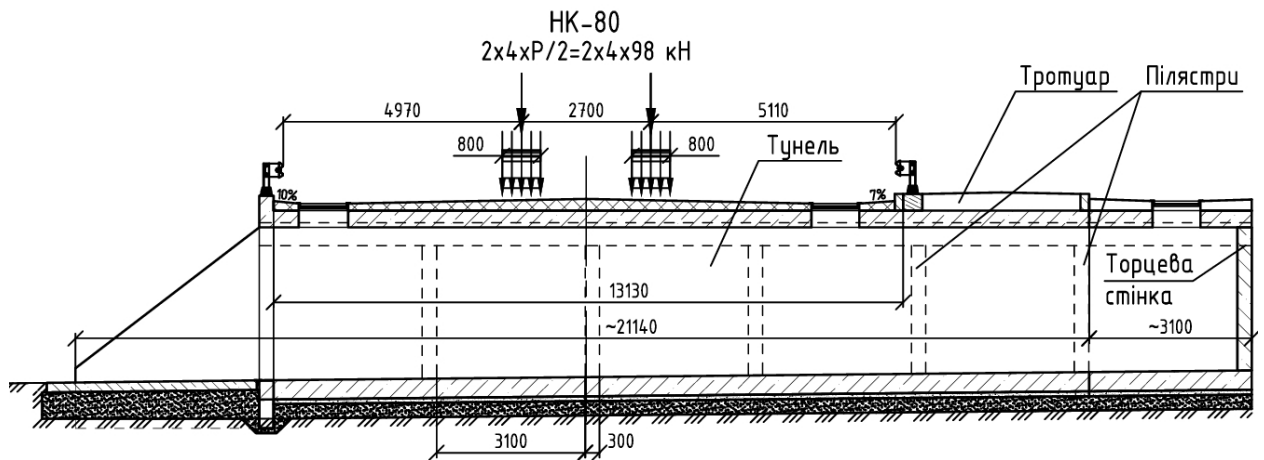


а)

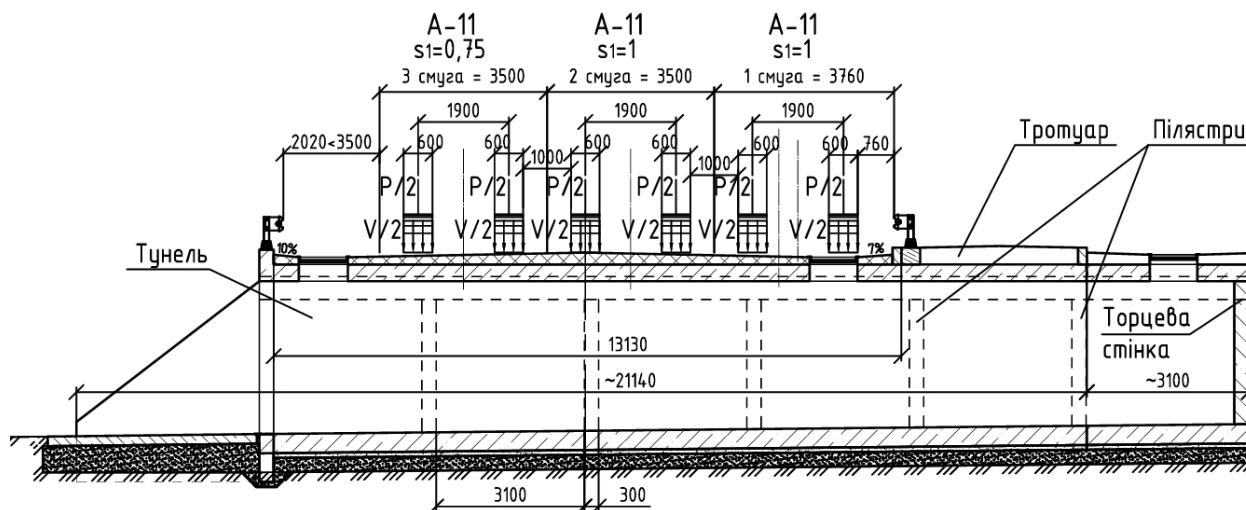


б)

Рис.2.7 - Розрахунковий поперечник тунелю в найневигіднішому стані (колесо візків над кришкою): а) – для тимчасового навантаження НК-80; б) – для навантаження А-11.



а)



б)

Рис.2.8 - Схеми прикладання тимчасових навантажень в прольоті:

а) – НК-80;

б) – А-11.

Враховуючи вантажну ширину колісного навантаження – один ряд коліс для НК-80 – шириною 0,8 м, для А-11 – 0,6 м) та призму розподілу умовного навантаження мінімальна ширина умовної розрахункової балки – $b_{f, \min} = 600 + 250 \times 2 = 1100$ (мм), де 250 – мм – мінімальна товщина під'їзної плити.

Розрахункові та нормативні впливи на водопропускну мостову споруду:

- власна вага умовної плити (максимальне значення)

$A_{tot} = 0,35 \cdot 1,1 = 0,385$ (м²) на 1 м.п. довжини, нормативне значення:

$q_{n,б} = 0,385 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 10 = 9,625$ (кН / м.п.), розрахункове значення

$q_{p,б} = q_{n,б} \cdot \gamma_f = 9,625 \cdot 1,25 = 12,03$ (кН / м.п.), (де $\gamma_f = 1,25$, табл. 6.2 [2]);

- рівномірно розподілене навантаження від тиску дорожнього покриття (асфальтобетон середньою товщиною від 220 мм, разом з наплавною гідроізоляцією та підбетонкою 50 мм з вантажної ширини $b = 1100$ мм, нормативне значення: $q_{n,a} = 1,1 \cdot (0,22 \cdot 2,0 + 0,05 \cdot 2,2) \cdot 1 \cdot 10 = 6,05$ (кН / м.п.), розрахункове значення: $q_{p,a} = q_{n,a} \cdot \gamma_f = 6,05 \cdot 2,0 = 12,1$ (кН / м.п.), (де $\gamma_f = 2,0$, табл. 6.2 [2]);

- навантаження від тимчасового впливу НК-80 на одне колесо, враховуючи динамічний коефіцієнт, $1 + \mu = 1$ (табл. 17.2 [2]),

$$P_n / 2 \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 196 / 2 \cdot 1 \cdot 1 = 98 \text{ (кН)};$$

- навантаження від тимчасового впливу А-11 ($\gamma_f = 1,5$, $1 + \mu = 1,3$) на 1 колесо – $(P_n / 2) \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = (107,91 / 2) \cdot 1,3 \cdot 1,5 = 105,2 \text{ (кН)}$ та смуга рівномірно розподіленого навантаження $(V_n / 2) \cdot \gamma_f = (10,78 / 2) \cdot 1,5 = 8,09 \text{ (кН / м)}$. Оскільки відстань між тандемами А-11 має бути не менше 20 м, що перевищує довжину вільного прольоту споруди (10,3 м, разом з під'їзними плитами), у розрахунковий проліт попадає 1 тандем.

Розрахункові схеми рам показані на рис. 2.9 та рис. (для перевірки конструкції тунелю).

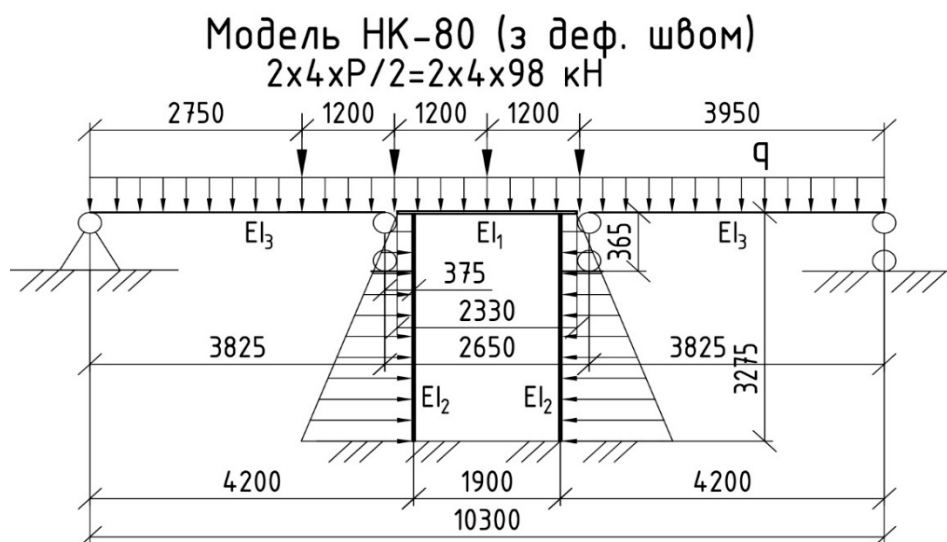


Рис.2.9 - Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасовим навантаженням НК-80.

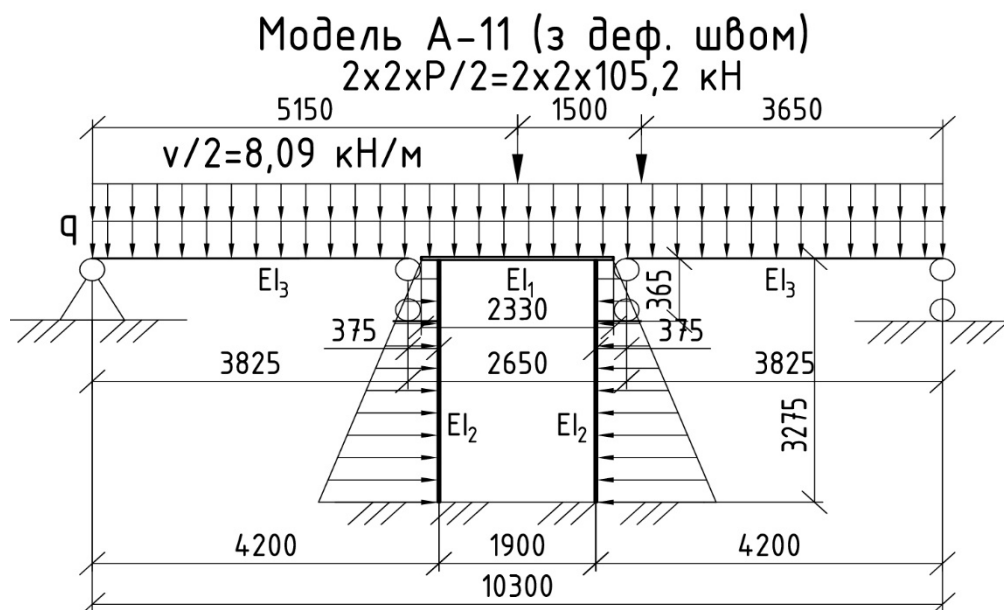


Рис. 2.10 - Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасового навантаження А-11.

Загальне погонне навантаження від постійних впливів з вантажної ширини $b = 1100 \text{ мм}$ з урахуванням того, що власна вага конструкції прикладається програмою автоматично:

$$\text{Нормативне } q_n = q_{n,a} = 6,05 \text{ (кН / м)}.$$

$$\text{Граничне } q = q_{p,a} = 12,1 \text{ (кН / м)}.$$

Тиск від ґрунтового масиву та ваги дорожнього покриття на бічну стінку, приведений до рівномірно зростаючого впливу з висотою:

- в рівні низу під'їзної плити (відм. $-0,470 \text{ м}$):

$$\text{нормативне: } g_{ne} = (0,25 \cdot 2,5 + 0,22 \cdot 2) \cdot 1,1 \cdot 10 = 11,72 \text{ (кН / м.п.)};$$

$$\text{розрахункове: } g_{ne} = (0,25 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 0,22 \cdot 2 \cdot 2) \cdot 1,1 \cdot 10 = 18,28 \text{ (кН / м.п.)}.$$

- в верхнього обрізу фундаментної плити (відм. $-3,670 \text{ м}$):

нормативне:

$$g_{nn} = \left(\begin{array}{l} 0,25 \cdot 2,5 + 0,22 \cdot 2 + 1,33 \cdot 1,66 + \\ + 1,7 \cdot 1,73 + 0,167 \cdot 1,82 \end{array} \right) \cdot 1,1 \cdot 10 = 71,70 \text{ (кН / м.п.)};$$

розрахункове:

$$g_{nn} = \left(\begin{array}{l} 0,25 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 0,22 \cdot 2 \cdot 2 + (1,33 \cdot 1,66 + \\ + 1,7 \cdot 1,73 + 0,167 \cdot 1,82) \cdot 1,25 \end{array} \right) \cdot 1,1 \cdot 10 = 93,25 \text{ (кН / м.п.)}$$

2.2.1 Перевірочні розрахунки

Визначення внутрішніх зусиль в елементах рами

Вихідні дані для розрахунку

Розрахункові рами, сформовані стінками, кришкою та під'їзними плитами, зображені на рис. 2.10 та рис. 2.11, три рази статично невизначені. Тому для розкриття невизначеності доцільно скористатись методом скінчених елементів шляхом моделювання засобами програмного комплексу «Lira-Windows» у стрижневій постановці [13-15]. «Lira-Windows» є комп'ютерною системою для структурного аналізу та проектування (рис. 6). Характеристики стрижневих елементів моделі. Модуль пружності знижуємо згідно з рекомендаціями методичної літератури $E = 0,61 \cdot E_{cd} = 0,61 \cdot 25 \cdot 10^9 = 15,3 \cdot 10^9$ (Па), густина $R_0 = 2,500$ т / м³.

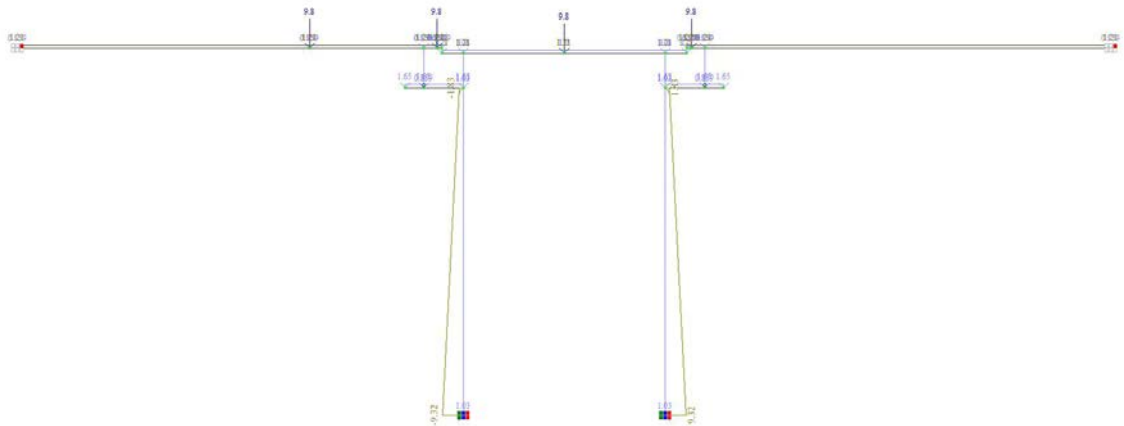
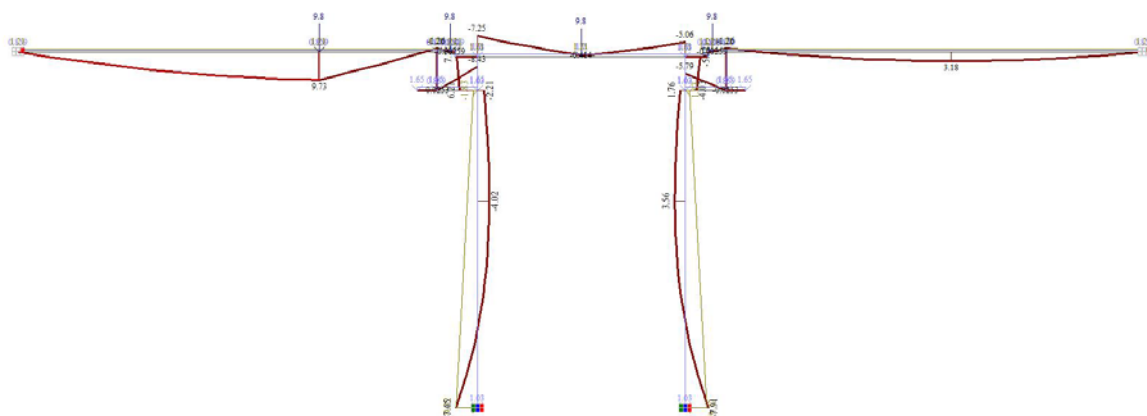


Рис.2.11 - Модель рамної споруди розроблена у програмі «Lira-Windows» з тимчасовим навантаженням НК-80.

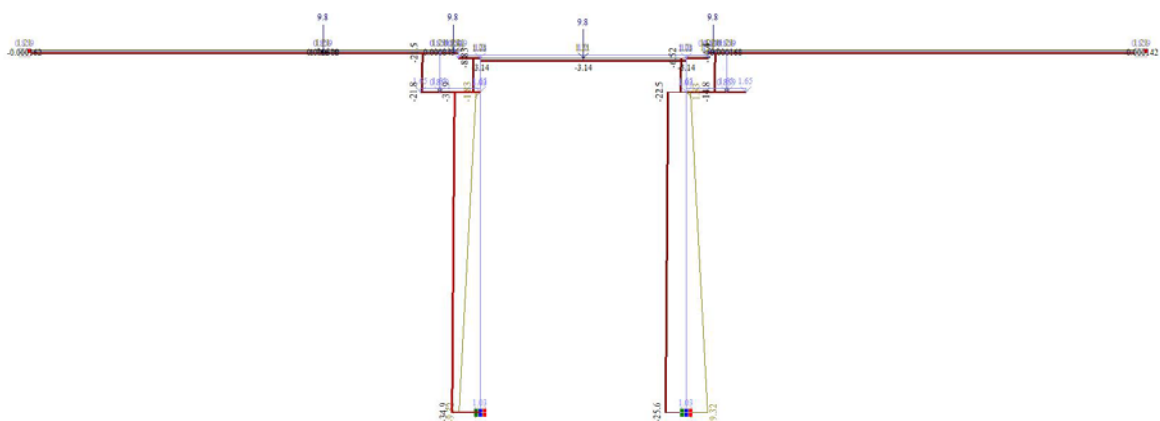
Загрузка 1
Элемент Мy
Единица измерения - т*м



Zy
X
Максимальное усилие -0.42133
Минимальное усилие 0.2843

a)

Загрузка 1
Элемент N
Единица измерения - т



Zy
X
Максимальное усилие -0.0104
Минимальное усилие 0.00084331

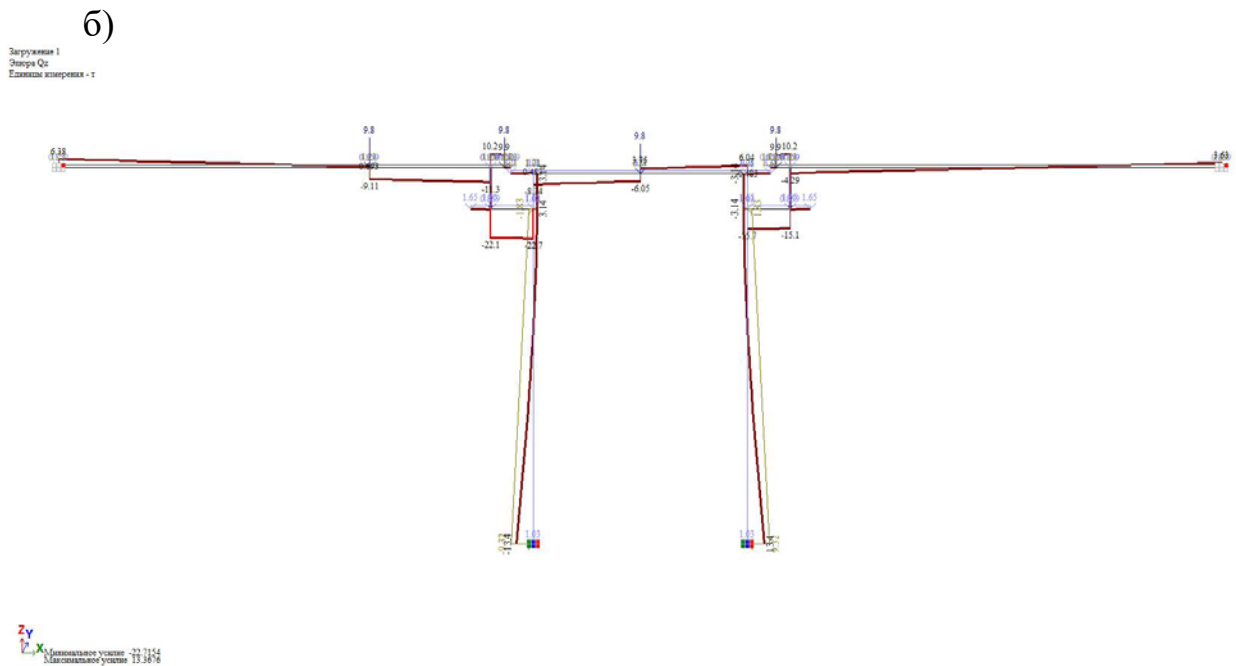


Рис. 2.12 - Внутрішні силові фактори в елементах рами від тимчасового навантаження НК-80, епюри: а – згинальних моментів, б – осьових сил, в – поперечних сил

Перерізи стрижнів – у відповідності до геометричних розмірів елементів, які моделюються. Епюри внутрішніх силових факторів у елементах рами показані на рис. 1.10. Схема деформацій споруди – див. рис. 1.11.

З рис. 1.11 випливає, що між кришкою тунелю та під'їзною плитою можуть утворюватися зазори загальною величиною до 4 мм, які має компенсувати деформаційний шов. Прогини конструкцій будуть уточнюватись на стадії просторового моделювання, див. розділ 3.

З рис. 2.10 добре видно, що при завантаженні схеми тимчасовим впливом НК-80, найбільш завантаженими елементами водопропускної мостової споруди є кришка та під'їзна плита, що працюють на згин, консоль, що працює на сколювання, стінка тунелю, що працює на стиск із згином.

Навантаження на фундаментну плити в рівні верхнього обрізу, що визначені за спрощеною (рамною) схемою тунелю, для тимчасового впливу НК-80, показані на рис. 2.12 та у табл. 2.1.

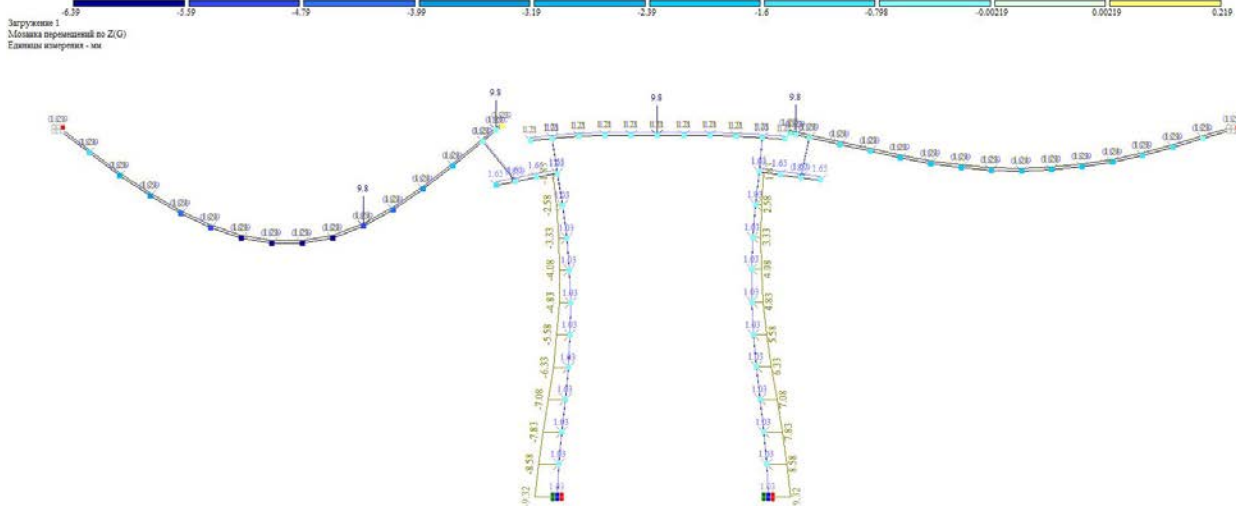


Рис. 2.12 Деформації (прогини) конструкцій тунелю від тимчасового навантаження НК-80 по осі Oz, мм.

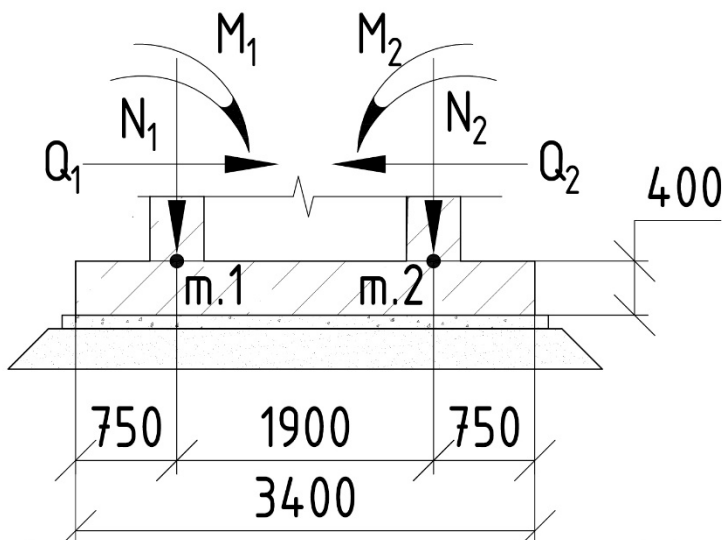


Рис.2.13 - Схема навантажень на фрагмент фундамента плити умовною шириною 1,1 м (без урахування власної ваги плити) в рівні її верхнього обрізу.

Таблиця 2.1 – Навантаження на фундаментну плиту

№	Силовий фактор	Розрахункова точка, впливи, кН			
		Т.1		Т.2	
		нормативні	розрахункові	нормативні	розрахункові
1.	N, кН	279	349	205	256
2.	M, кНм	59,4	74,5	63,2	79,1
3.	Q, кН	107	134	107	134

2.2.2 Розрахунок кришки тунелю

Розглядається типова умовна балка (кришка тунелю). З рис. 7,а) видно, що максимальні за модулем згинальні моменти у площині рами, в момент наїзду

колесом тимчасового навантаження НК-80 на центр кришки, зосереджені в місці примикання кришки до стінок. Максимальний згинальний момент $M = -72,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$, максимальна поперечна сила $Q = -83,4 \text{ кН}$. Розрахунковий переріз фрагмента кришки – прямокутний, розміром 1100×350 (h) мм, показаний на рис. 9. Розтягнуте (верхнє) армування – стрижні діаметром 16 мм, улаштовані з кроком 200 мм. На ширину фрагмента $b = 1100 \text{ мм}$ припадає не менше 5 стрижнів загальною площею $A_s' = 1005 \text{ мм}^2$ класу А-III (А400С). Відстань до центра ваги робочого армування від верху перерізу $a_s' = 60 \text{ мм}$ (рис. 10).

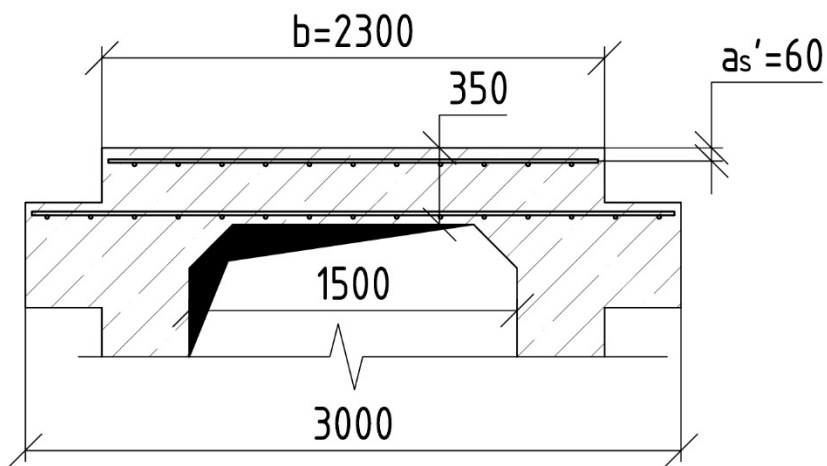


Рис.2.14 - Схема армування кришки тунелю.

Розрахунок за методикою ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [9]

Визначаємо відстань від центра ваги розтягнутої арматури до найбільш стиснутої точки перерізу умовної балки $d = h - a_s' = 350 - 60 = 290$ (мм).

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою 1.1:

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s,0}} = \frac{290 \cdot 300 \cdot 10^{-5}}{(300 + 178) \cdot 10^{-5}} = 182 \text{ (мм)}, \quad (2.1)$$

де $\varepsilon_{s,0}$ – відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначаються за формулою 1.2,

$$\varepsilon_{s,0} = f_{yd} / E_s = 350 / 1,96 \cdot 10^5 \approx 178 \cdot 10^{-5}; \quad (2.2)$$

$f_{yd} = R_s = 350 \text{ МПа}$ – розрахункове значення опору розтягу арматури (табл.2).

$$f_{cd} = R_b = 15,5 \text{ МПа}.$$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою 1.3:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{(300 - 68) \cdot 10^{-5}}{300 \cdot 10^{-5}} = 0,773. \quad (2.3)$$

Перевіряємо достатність армування мінімальним конструктивним вимогам.

Фактична площа армування нижньої зони $A_s' = 1005 \text{ мм}^2$. Площа перерізу бетону:

$$A_c = b \cdot d = 1100 \cdot 300 = 330\,000 \text{ (мм}^2\text{)}.$$

З умов мінімального армування, коефіцієнт армування ρ для робочих елементів водопропускних тунелів повинен бути не меншим 0,1%:

$$\rho = \left(A_s' / A_c \right) \cdot 100\% \geq \rho_{\min} = 0,1\%.$$

Фактичне значення ρ :

$$\left(\rho = (1005 / 330000) \cdot 100\% = 0,3\% \right) > \left(\rho_{\min} = 0,1\% \right).$$

Умову виконано. Кількість розтягнутого стрижневого армування верхньої зони достатня.

Визначаємо фактичну висоту стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_s'}{(1 + \lambda) \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot 1005 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,773) \cdot 1,1 \cdot 15,5 \cdot 10^3} = 0,023 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову $x_1 < x_{1,u}$,

$$(x_1 = 0,023 \text{ м}) < (x_{1,u} = 0,182 \text{ м}).$$

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

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз фрагмента кришки:

$$M_u = A_s' \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right) =$$

$$= -1005 \cdot 10^{-6} \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot \left(0,29 - \frac{0,023 \cdot (1 + 0,773 + 0,773^2)}{3 \cdot (0,773 + 1)} \right) = -98,4 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

$(|M \cdot \gamma_r| = |-72,5 \cdot 1,00| = 72,5 \text{ кН} \cdot \text{м}) < |M_u| = 98,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Умову міцності кришки тунелю виконано. Коефіцієнт використання перерізу 0,73.

Розрахунок фрагмента кришки за першою групою граничних станів за нормальними перерізами (за методикою розділу 3 [8])

Робоча висота перерізу $h_0 = d = 290$ мм.

Фактична висота стиснутої зони бетону, виходячи з формули (3.18) [8], в бік запасу, не враховуючи стиснуту арматуру ($A_s = 0$) для перерізу з ненапруженою арматурою ($A_p = A_p' = 0$):

$$x = \frac{R_s \cdot A_s'}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^6 \cdot 1005 \cdot 10^{-6}}{15,5 \cdot 10^6 \cdot 1,1} = 0,021(\text{м}).$$

Граничний згинальний момент, який, в бік запасу, може витримати переріз (без урахування стиснутої арматури для перерізу з ненапруженою арматурою), формула (3.17) [7]:

$$M_u = -R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = -15,5 \cdot 10^6 \cdot 1,1 \cdot 0,021 \cdot \left(0,290 - \frac{0,021}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -100 (\text{кН} \cdot \text{м})$$

($|M \cdot \gamma_r| = |-72,5 \cdot 1,00| = 72,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$) $< |M_u| = 100 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Умову міцності кришки тунелю виконано. Коефіцієнт використання перерізу 0,725.

2.2.3 Розрахунок під'їзної плити

Для під'їзної плити, а також, для опорної консолі стінки тунелю, найневигідніше розташування тимчасових навантажень показано на рис. 1.14. Оскільки під'їзна плита достатньо коротка (розрахунковий проліт 4 м), в бік запасу, впливом на роботу конструкцій ґрунтової підсіпки, яка з часом може вимиватися та ущільнюватись, і, отже, частково виключатись з роботи, можна знехтувати.

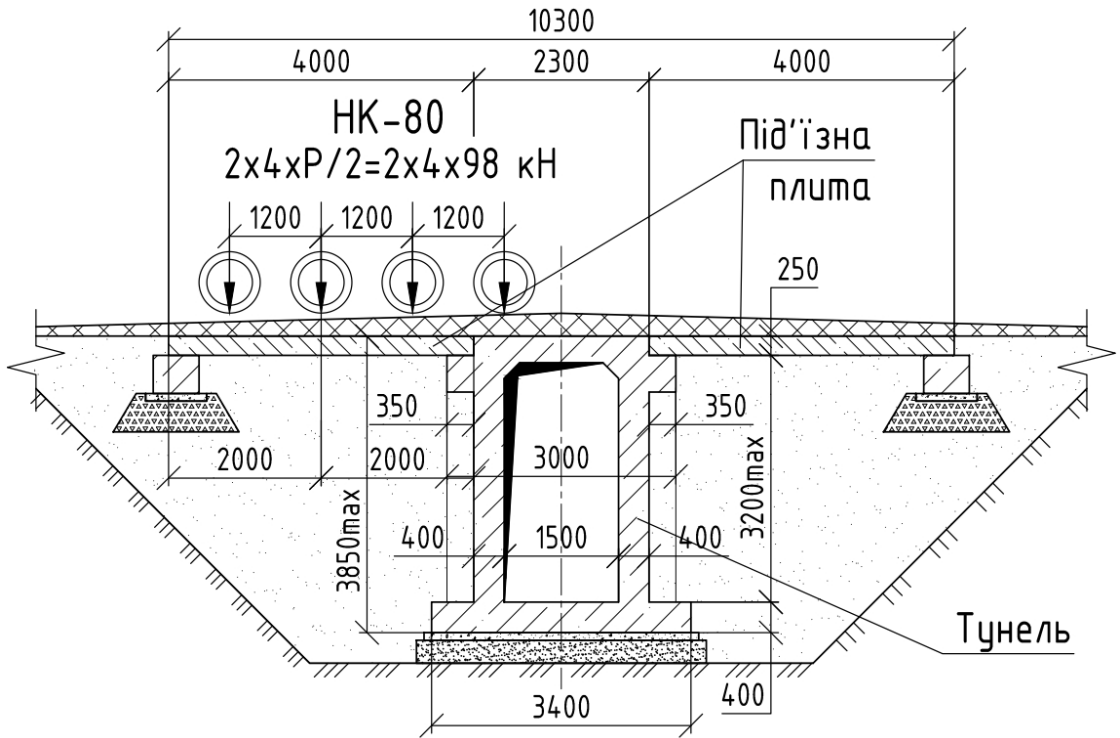
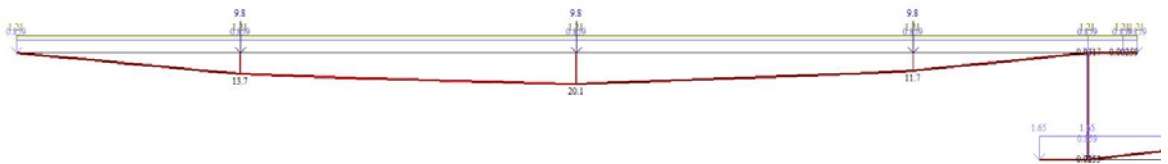


Рис. 2.15 - Схема навантажень на споруду, найбільш не вигідна для під'їзної плити та опорної консолі стінки тунелю.

Епюра внутрішніх зусиль у фрагменті під'їзної плити та опорній консолі показані на рис. 2.16.

Завантаження 1
 Епюра Δ,бу
 Еквівалентні навантаження - т*м



a)

Товщина пластинчастих скінчених елементів споруди прийнята у відповідності до проекту, а саме: кришка – 350 мм; стінки – 400 мм; днище – 400 мм; пілястри – 300 мм; фундаментна плита – 400 мм; під'їзна плита – 250 мм.

Характеристики пластинчастих елементів моделі. Модуль пружності, в бік запасу, знижуємо у відповідності з рекомендаціями методичної літератури, $E = 0,61 \cdot E_{cd} = 0,61 \cdot 25 \cdot 10^9 = 15,3 \cdot 10^9$ (Па), коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$ (п. 3.1.2.3 ДБН В.2.6-98:2009 [8]), густина $R_0 = 2,500 \text{ т} / \text{м}^3$. Крок дискретизації пластинчастої моделі – 100 x 100 мм. Ґрунтова основа врахована коефіцієнтами жорсткості (коефіцієнтами постелі). Оціночні значення коефіцієнтів жорсткості основи, отримані за результатами аналітичного моделювання піддатливості ґрунту, наведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Середні осідання, мм, та коефіцієнти жорсткості, кН/м³, уздовж поздовжньої осі тунелю

Стан основи, навантаження	Точка на геологічному розрізі 1-1 (див. додатки)			
	Точка 1 (найнижча точка в межах автодороги)	Точка 2 в межах автодороги	Точка 3 поряд з автодорогою за її межами	Найвища точка
Природний + вплив транспорту	s = 15,9 мм C ₁ = 8764 кН/м ³	s = 8,31 мм C ₁ = 16774 кН/м ³	-	-
Водонасичений стан + вплив транспорту	s = 22 мм C ₁ = 6336 кН/м ³	s = 9,8 мм C ₁ = 14224 кН/м ³	-	-
Природний стан	s = 2,48 мм C ₁ = 20645 кН/м ³	s = 1,33 мм C ₁ = 38641 кН/м ³	s = 1,33 мм C ₁ = 38641 кН/м ³	s = 1,095 мм C ₁ = 46758 кН/м ³
Водонасичений стан	s = 3,41 мм C ₁ = 15030 кН/м ³	s = 1,57 мм C ₁ = 32611 кН/м ³	s = 1,57 мм C ₁ = 32611 кН/м ³	s = 1,37 мм C ₁ = 37372 кН/м ³

Асфальтобетонне покриття проїзної та пішохідної частин, гідроізоляція, бордюрне і бар'єрне огороження, поруччя, наплавна гідроізоляція змодельовані корисним навантаженням.

Навантаження на модель споруди

Навантаження та впливи на конструкції споруди, прийняті згідно з [2] та [11].

- власна вага монолітного залізобетонних конструкцій тунелю та під'їзних плит $\gamma_f = 1,25$ (табл. 6.2 [2]), прикладається програмою автоматично у відповідності до перерізів елементів;

- власна вага їздового полотна (асфальтобетон 220 мм з підбетонкою 50 мм), наплавної гідроізоляції, бордюрів $\gamma_f = 2,0$ (табл. 6.2 [2]). Тиск від асфальтобетонного покриття на проїзну частину (експлуатаційне значення):

$$q_{1n} = (0,220 \cdot 2,0 + 0,05 \cdot 2,2) \cdot 10 = 5,5 \text{ (кПа)}, \quad \text{граничний тиск:}$$

$$q_1 = q_{1n} \cdot \gamma_f = 5,5 \cdot 2,0 = 11,0 \text{ (кПа)};$$

- вага покриття тротуарів (асфальтобетон 50 мм). Експлуатаційне значення тиску: на тротуар $q_{2n} = 0,05 \cdot 2,0 \cdot 10 = 1,0 \text{ (кПа)}$, граничний тиск

$$q_2 = q_{2n} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ (кПа)};$$

- власна вага металоконструкцій бар'єрного огороження (довідкова маса за ДСТУ Б В.2.3-28:2011 [16], табл. 1, – 25 кг/м.п.) $\gamma_f = 1,25$ (табл. 6.2 [2]);

- тимчасовий вплив на споруду – НК-80 (невигідне для локальної роботи кришки та під'їзної плити. Навантаження прикладене як умовно рівномірно розподілений тиск на 8 майданчиках 0,8 x 0,2 м, що улаштовані з кроком $1,2 \times 2,7$

$$\text{м (рис. 2.18) граничною інтенсивністю } p_{НК-80} = \frac{P/2}{C \cdot B} = \frac{196/2}{0,2 \cdot 0,8} = 613 \text{ (кПа)}.$$

Найбільш невикладне розрахункове розташування плям тисків $p_{НК-80}$ для розрахунку кришки тунелю показано на рис. 2,а), а для розрахунку під'їзної плити – на рис. 2.15.

- вітровий тиск для 2-го вітрового району згідно з [11] $q_{wf} = 0,45 \text{ кПа}$;
- сніговий тиск для 4-го вітрового району згідно з [11] $q_{sf} = 1,4 \text{ кПа}$ (не враховується разом з НК-80 чи А-11, як взаємо виключаючі, оскільки снігові намети загромождають проїзне полотно);
- товщина кірки ожеледі – 19 мм для 3-го ожеледного району згідно з [11] (не враховується разом з НК-80 чи А-11, як взаємо виключаючі).

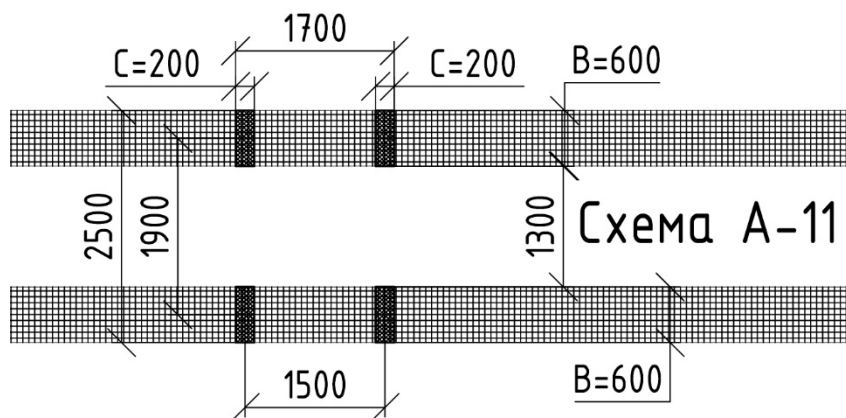


Рис. 2.19 - Схема прикладання навантаження А-11 для просторової моделі тунелю.

При розрахунку по 1-й групі граничних станів використовувались розрахункові навантаження, по 2-й групі граничних станів – експлуатаційні. Скінчено елементна модель водопропускної споруди показана на рис. 2.17 та 2.18.

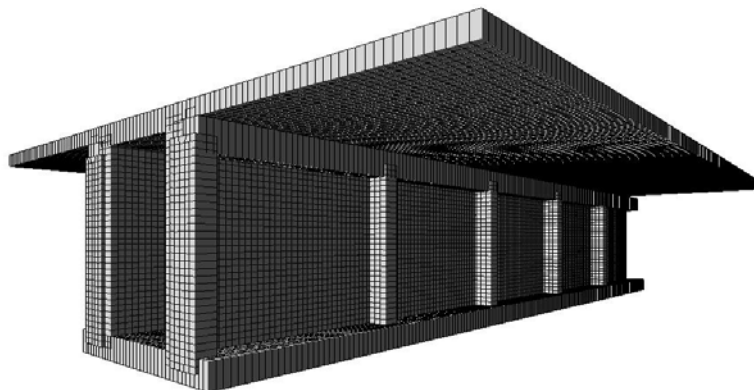


Рис. 2.20 - Тривимірна візуалізація розрахункової моделі тунелю разом з під'їзними плитами.

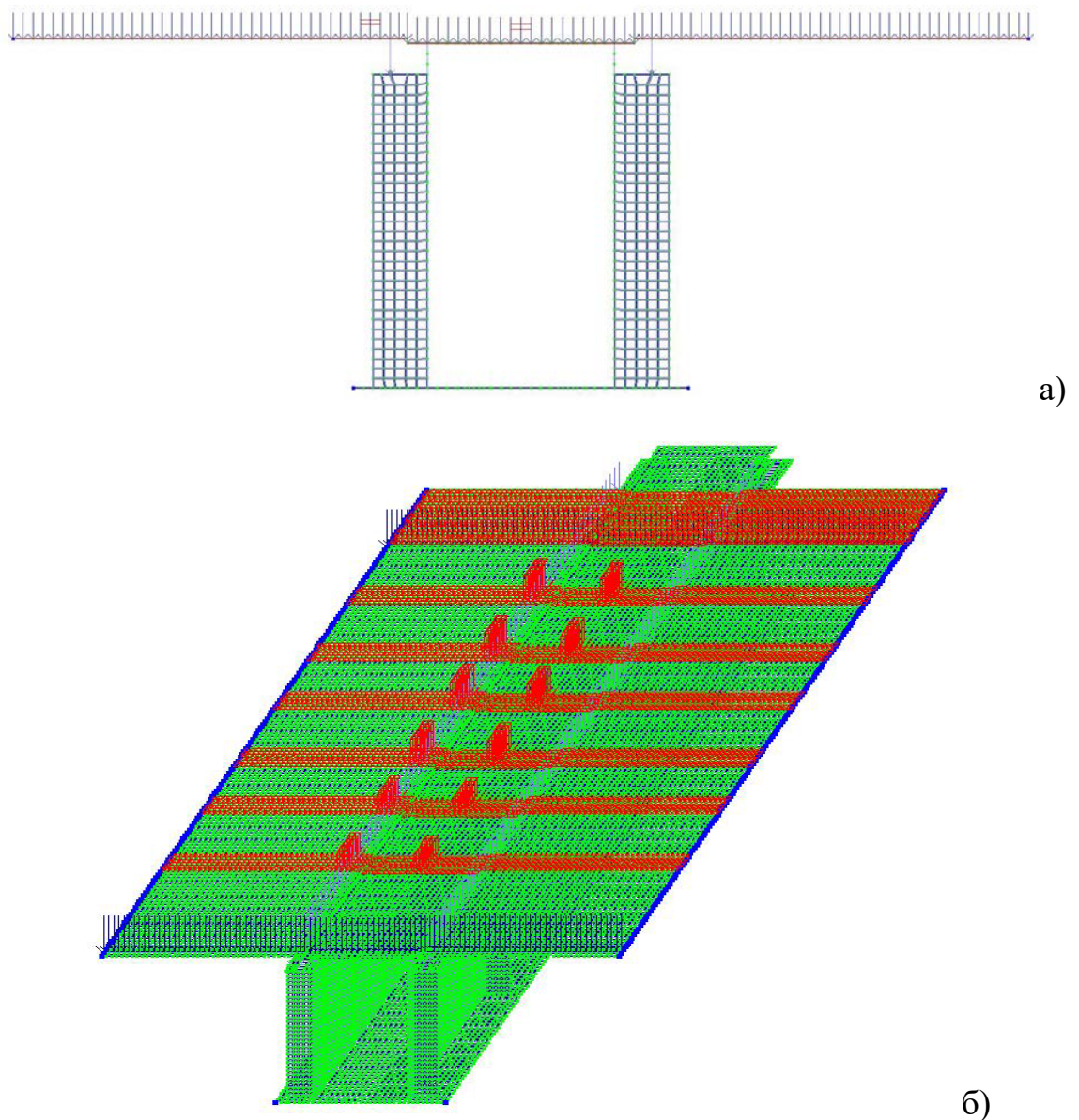
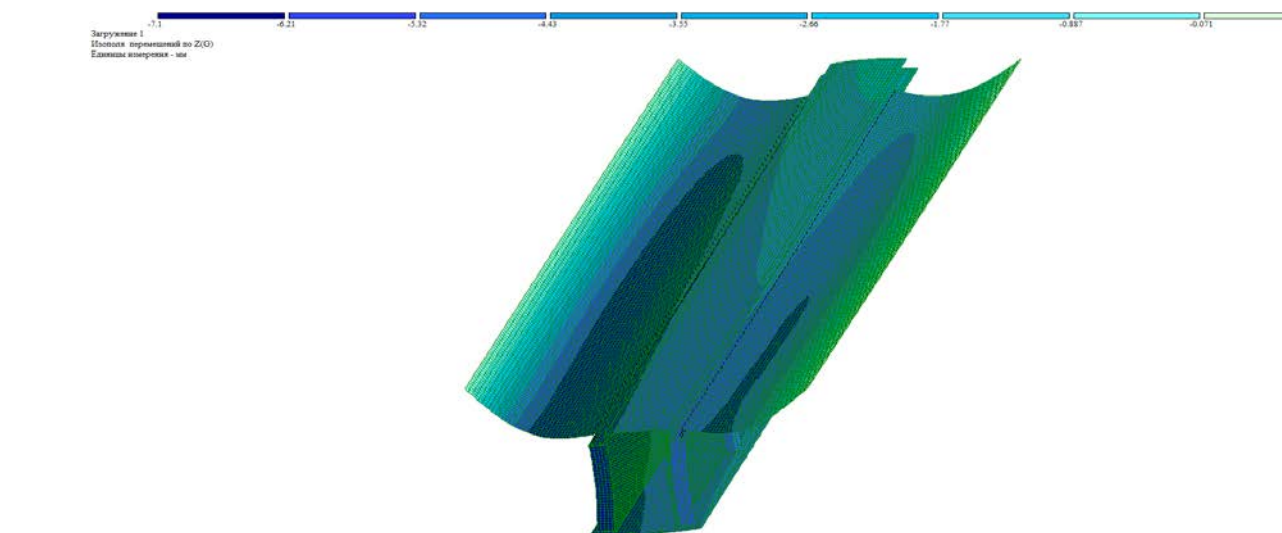


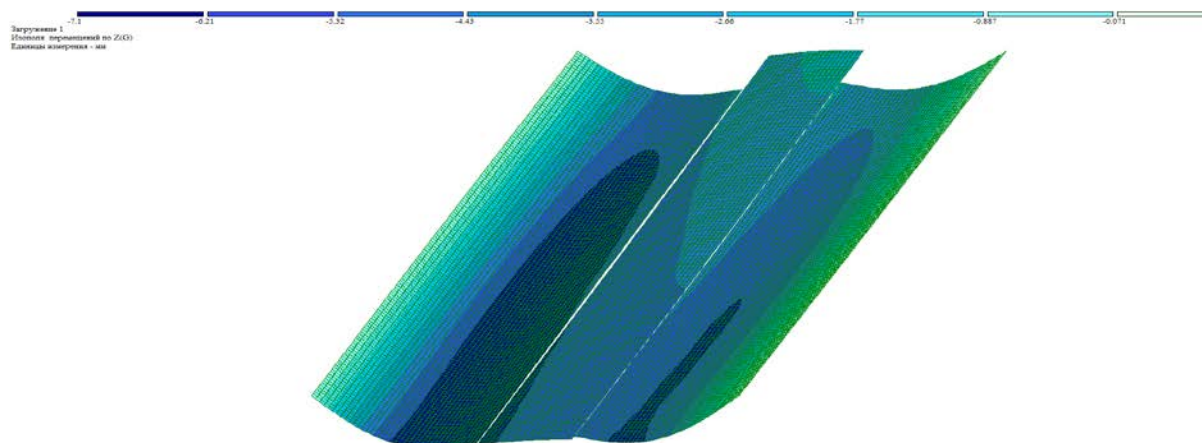
Рис. 2.21 - Модель мостової споруди з тимчасовим впливом А-11 (для кришки): а – поперечник, б – пластинчаста модель. Червоним виділено тимчасові впливи від натовпу людей на тротуари, тиск від коліс візків та смуги умовних стрічкових впливів А-11 (три візки в прольоті).

2.2.4 Результати виконаних розрахунків

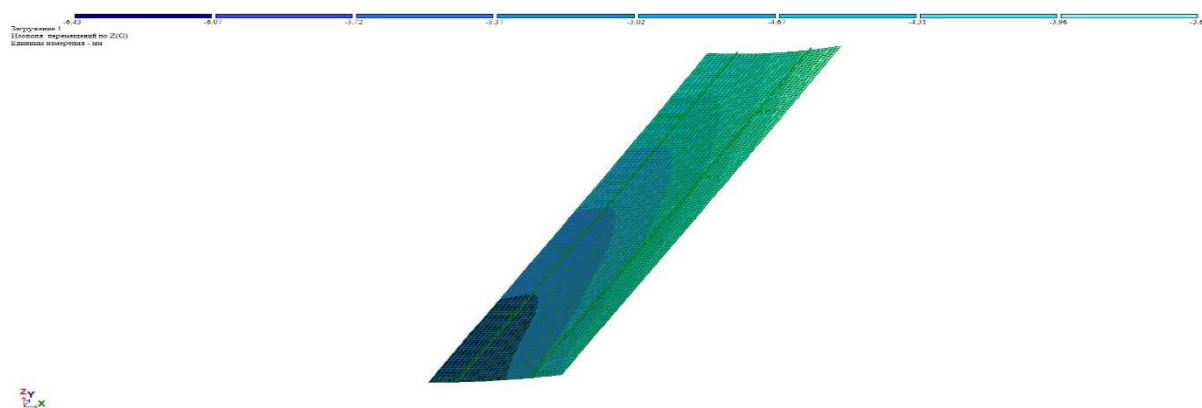
Основні результати розрахунку деформацій моделі водопропускної споруди з можливими не вигідними розташуваннями тимчасового впливу А-11 для, відповідно, кришки і під'їзної плити, наведено на рис. 2.22 та рис. 2.23. Деформації розраховані для природнього стану ґрунту.



а)



б)



в)

Рис. 2.22 - Результати розрахунку деформацій водопропускної споруди від навантажень А-11: а – деформації споруди в цілому, б – прогини кришки тунелю та під'їздних плит, в – прогини фундаментної плити тунелю.

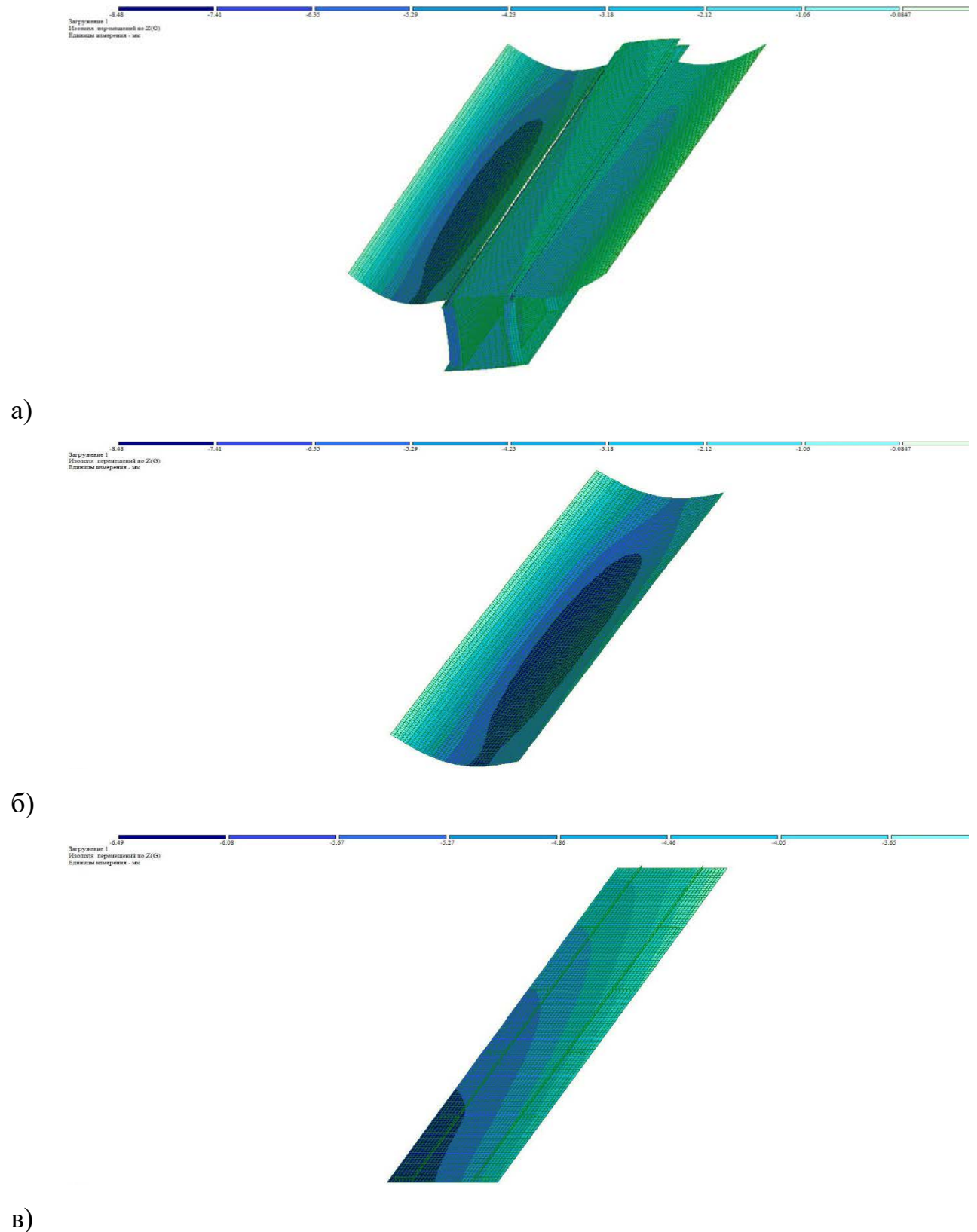


Рис. 2.23 - Результати розрахунку деформацій водопропускної споруди від навантажень А-11 (випадок одночасного наїзду на під'їзну плиту трьох візків А-11): а – деформації споруди в цілому, б – прогини під'їзної плити, в – прогини фундаментної плити тунелю.

Аналіз результатів розрахунку показав, що максимальні вертикальні переміщення вузлів водопропускної споруди в цілому від дії розрахункових впливів виникають при корисному тимчасовому навантаженні А-11 (наїзд одного з коліс на центр кришки тунелю). Найбільше деформує водоскидний переріз споруди. Вертикальні деформації від розрахункових впливів в цьому випадку рівні $f = \Delta z_{\max} \cdot \gamma_r = 7,1 \cdot 1,00 = 7,1$ (мм), що менше гранично допустимого значення.

$$f_u = \frac{1}{400} \cdot L_0 = \frac{10300}{400} = 26 \text{ (мм)}, \quad (2.4)$$

де $L_0 = 10300$ мм в поперечному напрямку.

Оскільки фактичний прогин f , навіть, від розрахункових впливів, менше гранично допустимого прогину f_u :

$$f = 7,1 \text{ мм} < f_u = 26 \text{ мм}, \text{ умову жорсткості виконано.}$$

Найбільші відносні деформації під'їзної плити виникають при наїзді одного з коліс візка тимчасового навантаження А-11 на центр під'їзної плити. Вертикальні деформації плити в цьому випадку рівні $f = \Delta z_{\max} \cdot \gamma_r = 8,48 \cdot 1,00 = 8,48$ (мм), що менше гранично допустимого значення.

$$f_u = \frac{1}{400} \cdot L_0 = \frac{4000}{400} = 10 \text{ (мм)},$$

де $L_0 = 4000$ мм – розмір під'їзної плити в поперечному напрямку (вздовж руху транспорту).

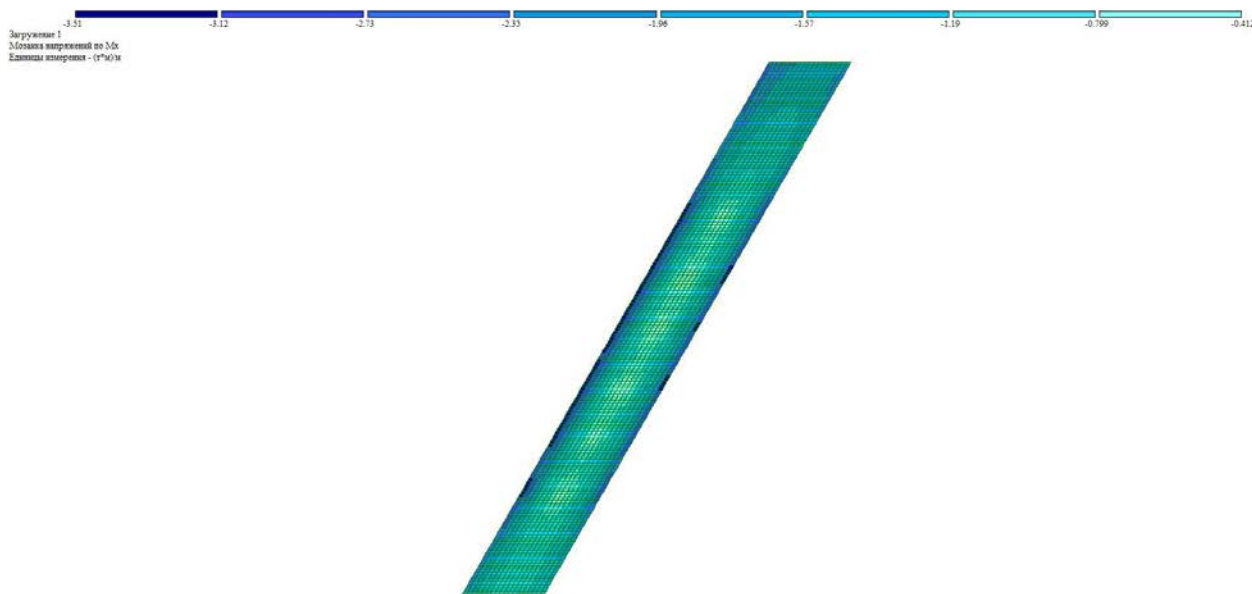
Отже, загальна жорсткість елементів водопропускної споруди від дії основних сполучень навантажень, та усієї споруди, в цілому, забезпечена.

На рис. 19, б) видно, що у найбільш невідгідному випадку торцевий край під'їзної плити припіднімається над краєм кришки тунелю до 1 мм та зміщується по горизонталі до 2 мм від розрахункових впливів тимчасового навантаження А-11. Ці деформації має компенсувати передбачена проектом деформаційна вставка між під'їзною плитою та кришкою тунелю.

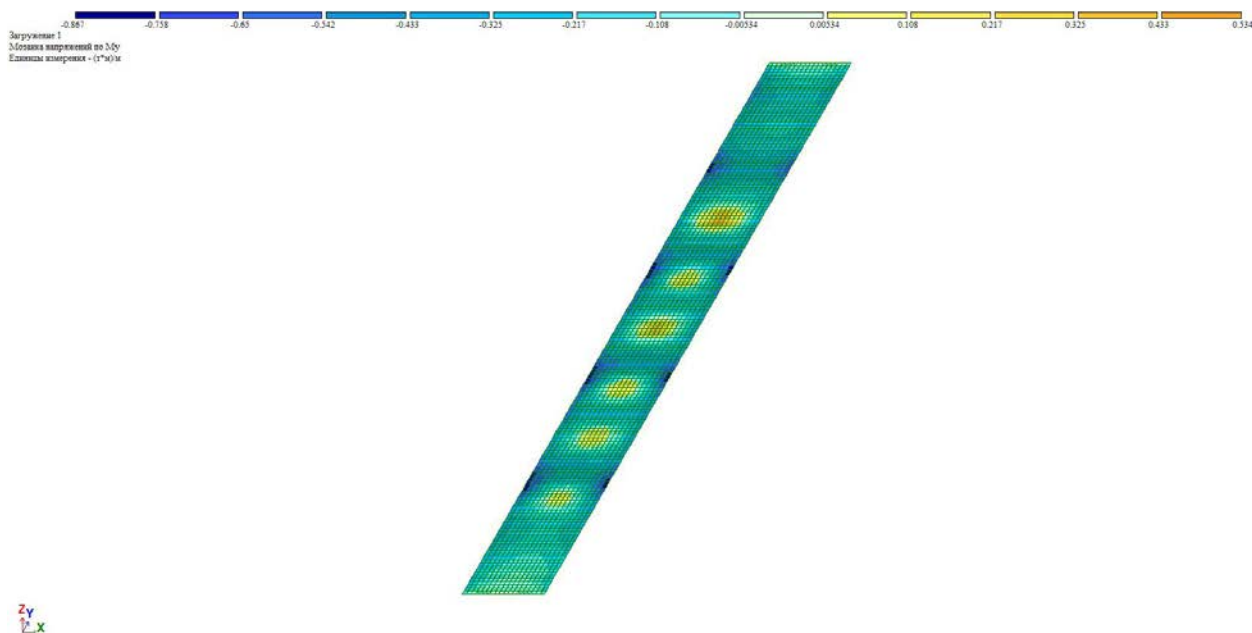
Для перевірки правильності підбору проектного армування елементів споруди для кожної з варіантів завантаження моделі були визначені внутрішні силові фактори в елементах водопропускної споруди.

Перевірка міцності кришки тунелю

Розглянуто невідгідний варіант завантаження тунелю для кришки трьома тандемами А-11, колеса яких розташовуються в центрі кришки. Ізополя згинальних моментів в елементах кришки показані на рис. 1.23. Добре видно, що кришка прогнозовано працює аналогічно до спрощеної моделі роботи, як зацемлена у стінках з двох боків плита. Максимальний за модулем згинальний момент спрямований по коротшій стороні кришки (по осі Ox), та рівний $M_{x, \min} = -35,1 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$. Згинальні моменти вздовж довшої грані кришки (по осі Oy) на порядок менші: $M_{y, \max} = +5,34 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$, $M_{y, \min} = -8,67 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$



а)



б)

Рис. 2.24 - Згинальні моменти в кришці тунелю: а – M_x , б – M_y , тм/м.п.

Оскільки $|M_{x, \min}| > \{|M_{y, \min}|, M_{y, \max}\}$, в бік запасу, виконаємо перевірку армування, саме за цим, найбільшим значенням.

Епюри на рис. 2.24 ілюструють внутрішні силові фактори за умови стаціонарного розташування візків А-11 в невідгідному місці. Однак візки можуть змінювати своє розташування, як по довжині, так і по ширині. Тому за вказаним згинальним моментом було виконано підбір армування небезпечних зон, яке було розповсюджено на всю мостову споруду.

На стадії аналітичного моделювання у цій зоні за розрахунком було встановлено арматурні дроти діаметром 16 мм класу А-III (А400) з кроком 200 мм (5 шт. на умовну ширину $b = 1000 \text{ мм}$), $A_s' = 1005 \text{ мм}^2$, встановлені з відстанню до краю перерізу $a_s' = 50 \text{ мм}$.

Стиснута нижня арматура за проектом також діаметром 16 мм, класу А-III (А400), встановлена з кроком 200 мм, $A_s = 1005 \text{ мм}^2$, $a_s = 50 \text{ мм}$.

Оскільки виявлений просторовим розрахунком згинальний момент в кришці тунелю менший за обчислений аналітичним способом:

$|M_{x, \min}| = |-35,1 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}| < (M \cdot \gamma_r / b = 72,5 \cdot 1,00 / 1,1 = 65,9 \text{ кН} \cdot \text{м})$. Умову міцності кришки, за умови встановлення проектного армування, виконано.

Перевірка міцності під'їзної плити

Розглянуто невідгідний варіант завантаження під'їзної плити трьома тандемами А-11, колеса яких розташовуються в центрі плити. В бік запасу прийнято, що ґрунт під під'їзною плитою ущільнився і плита працює як обперта по двох боках – на лежневу опору та на консоль тунелю. Ізополя згинальних моментів в елементах плити показані на рис. 2.25.

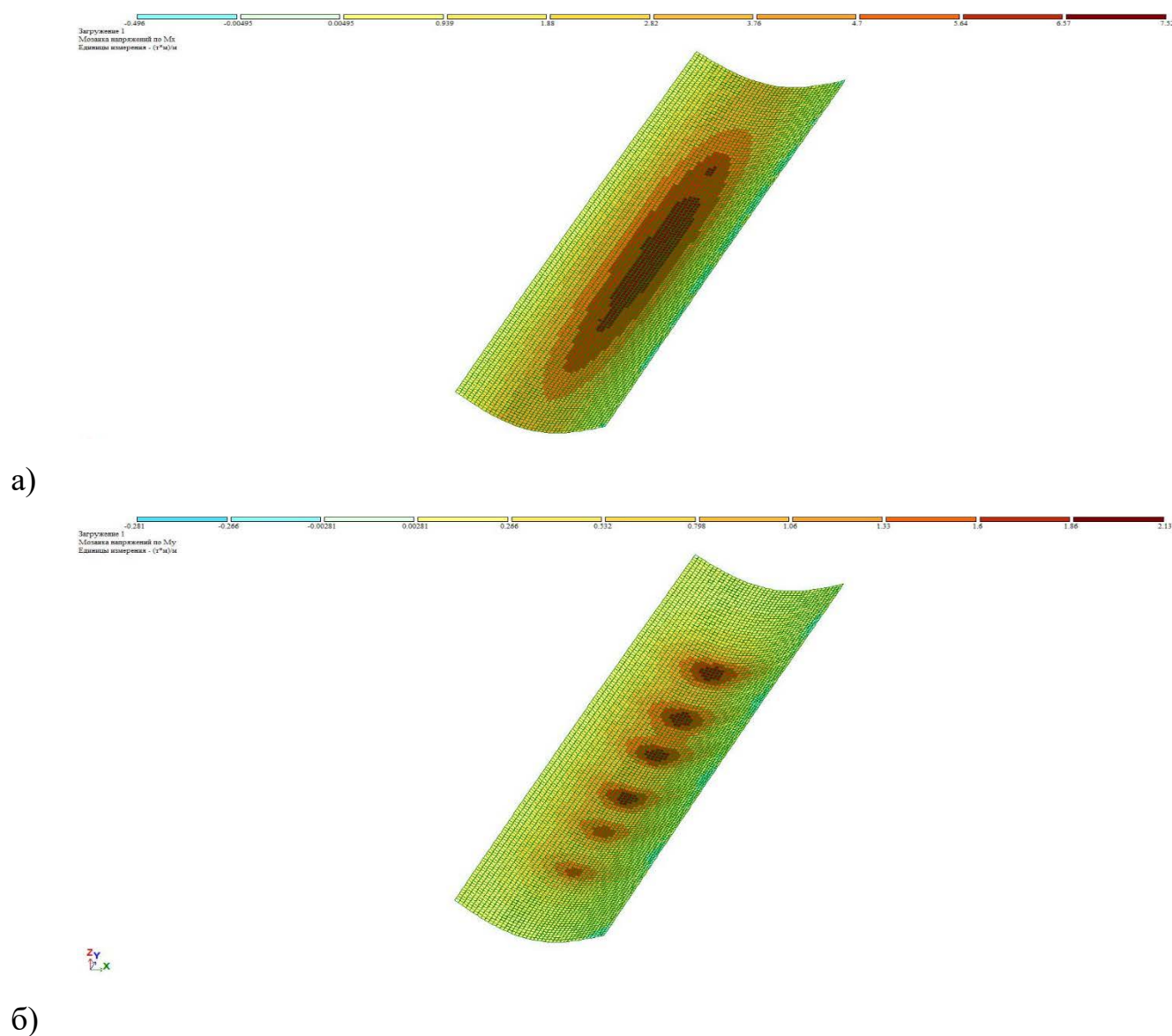
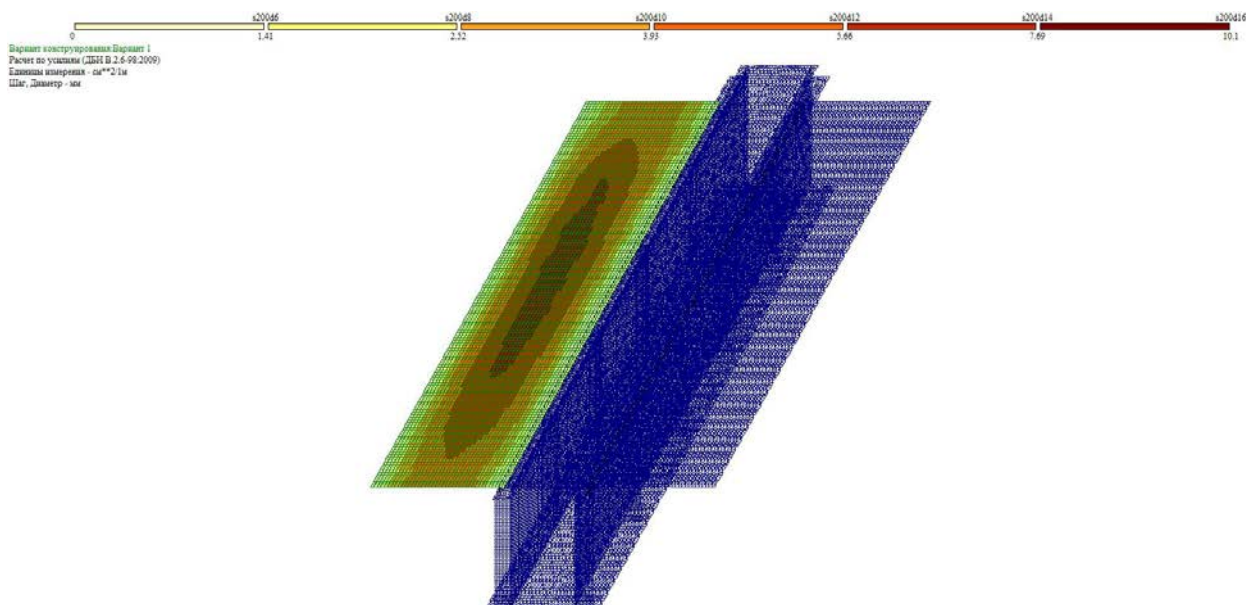
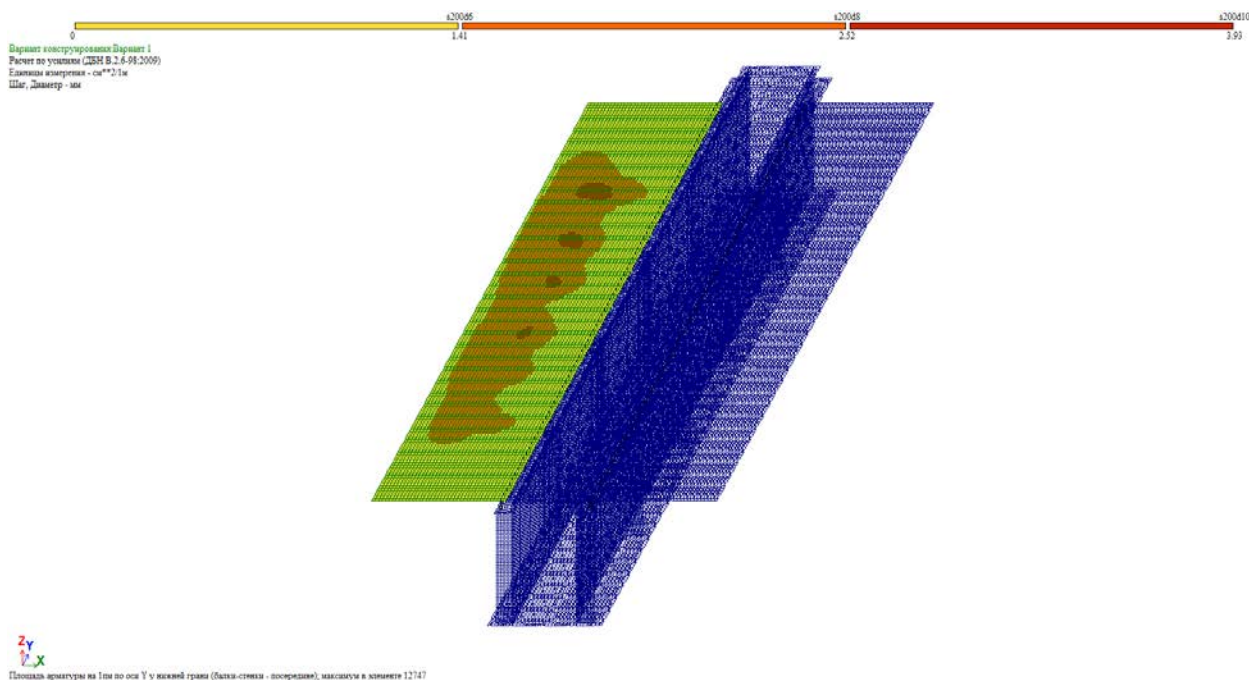


Рис. 2.25 - Згинальні моменти в під'їзній плиті: а – M_x , б – M_y , тм/м.п.

Добре видно, що під'їзна плита працює аналогічно до спрощеної моделі роботи, як шарнірно обперта. Максимальний за модулем згинальний момент спрямований по коротшій стороні кришки (по осі Ox), та рівний $M_{x, \max} = +75,2 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$ Згинальні моменти вздовж довшої грані плити (по осі Oy) набагато менші: $M_{y, \max} = +21,3 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$ Армування, розраховане модулем «ЛІРА-АРМ» показане на рис. 22. Добре видно, що прийняте за аналітичним розрахунком армування нижньої зони плити (стрижні діаметром 20 мм класу А-ІІІ (А400), улаштовані з кроком 100 мм) більше за рекомендоване «ЛІРА-АРМ» (стрижні діаметром 16 мм класу А-ІІІ (А400) з кроком 200 мм). Для повздовжнього напрямку спостерігається та сама тенденція. Умову міцності під'їзної плити забезпечено.



a)



б)

Рис. 2.26 - Армування під'їзної плити, запропоноване модулем “LIRA-ARM”:
а – вздовж Ox (знизу), б – вздовж Oy (знизу).

Перевірка міцності фундаментної плити

Розглянуто невідгідний варіант завантаження тунелю для фундаментної плити трьома тандемами А-11, колеса яких розташовуються в центрі кришки. Ізополя згинальних моментів в елементах фундаментної плити показані на рис. 2.27. Максимальний за модулем згинальний момент спрямований по коротшій стороні фундаментної плити (по осі Ox), та рівний $M_{x, \max} = +54,5 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$. Згинальні моменти вздовж довшої грані плити (по осі Oy) значно менші: $M_{y, \max} = +19,2 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$, $M_{y, \min} = -5,85 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$

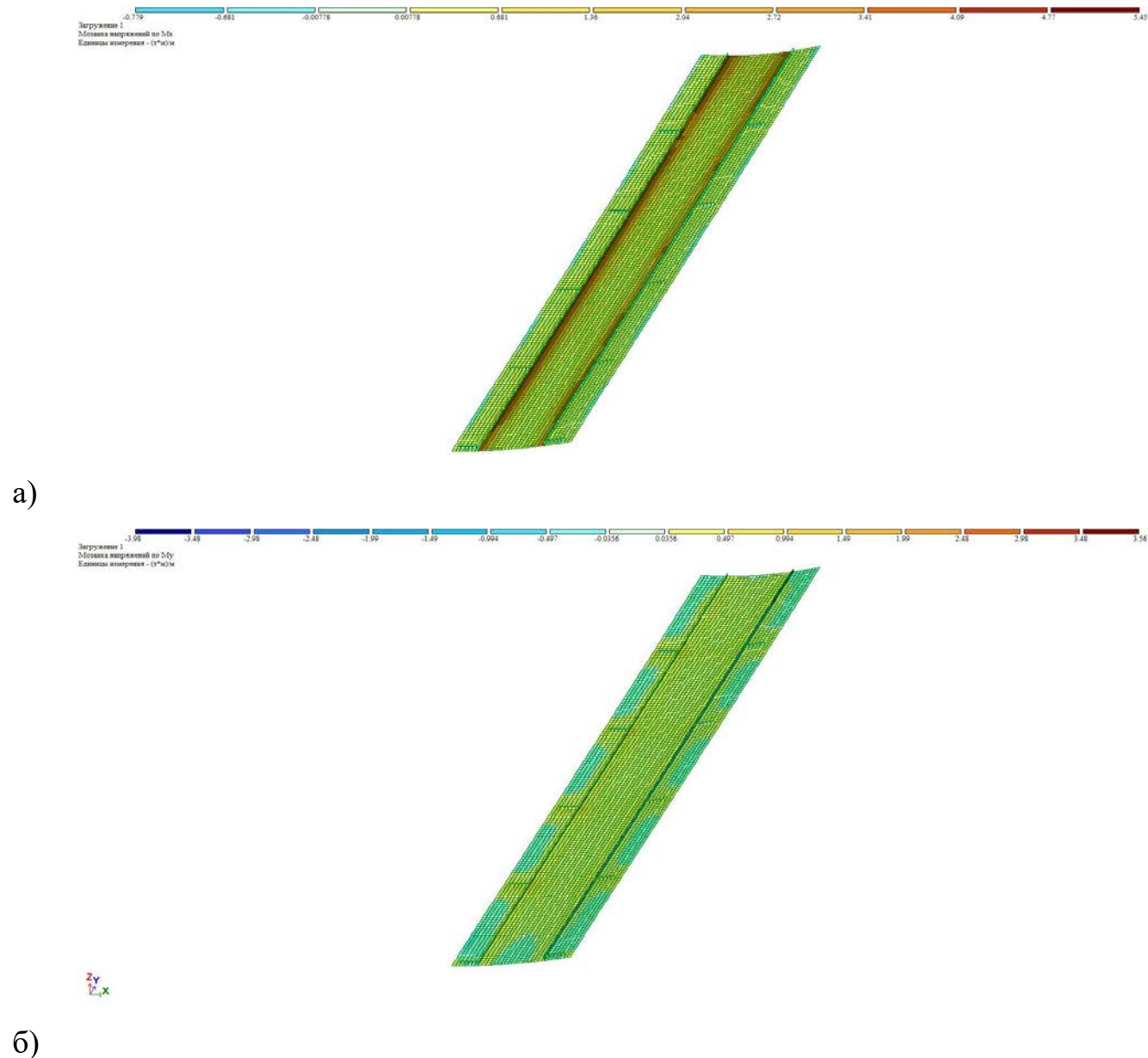


Рис. 2.27 - Згинальні моменти в фундаментній плиті: а – M_x , б – M_y , тм/м.п.

Виконаємо аналітичний підбір робочого армування в фундаментній плиті по максимальному згинальному моменту $M = M_{x, \max} = 54,5 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$

Розрахунковий переріз фрагмента плити – прямокутний, розміром 1000 x 400 (h) мм. Розтягнуте (нижнє) армування – стрижні діаметром 16 мм класу А-III, улаштовані з кроком 200 мм. На ширину фрагмента фундаментної плити $b = 1000 \text{ мм}$ припадає не менше 5 стрижнів загальною площею $A_s = 1005 \text{ мм}^2$. Відстань до центра ваги робочого армування від низу перерізу $a_s = 50 \text{ мм}$.

Розрахунок за методикою ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [12]

Визначаємо відстань від центра ваги розтягнутої арматури до найбільш стиснутої точки перерізу умовної балки $d = h - a_s = 400 - 50 = 350$ (мм).

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону:

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s,0}} = \frac{350 \cdot 300 \cdot 10^{-5}}{(300 + 178) \cdot 10^{-5}} = 219 \text{ (мм)},$$

де $\varepsilon_{s,0} = 178 \cdot 10^{-5}$ – відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначено раніше.

Коефіцієнт $\lambda = 0,773$ визначено раніше.

Перевіряємо достатність армування мінімальним конструктивним вимогам.

Фактична площа армування нижньої зони $A_s = 1005 \text{ мм}^2$. Площа перерізу бетону:

$$A_c = b \cdot d = 1000 \cdot 350 = 350\,000 \text{ (мм}^2\text{)}.$$

З умов мінімального армування, коефіцієнт армування ρ для фундаментної плити повинен бути не меншим 0,1%:

$$\rho = (A_s / A_c) \cdot 100\% \geq \rho_{\min} = 0,1\% .$$

Фактичне значення ρ :

$$(\rho = (1005 / 350\,000) \cdot 100\% = 0,29\%) > (\rho_{\min} = 0,1\%) .$$

Умову виконано. Кількість розтягнутого стрижневого армування нижньої зони фундаментної плити достатня.

Міцнісні характеристики бетону і арматури $f_{cd} = R_b = 15,5 \text{ МПа}$, $f_{yd} = R_s = 350 \text{ МПа}$.

Визначаємо фактичну висоту стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_s}{(1 + \lambda) \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot 1005 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,773) \cdot 1,0 \cdot 15,5 \cdot 10^3} = 0,026 \text{ (м)}. \quad (1.5)$$

Перевіряємо умову $x_1 < x_{1,u}$,

$$(x_1 = 0,026 \text{ м}) < (x_{1,u} = 0,219 \text{ м}).$$

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

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз фрагмента фундаментної плити:

$$M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right) = \quad (1.6)$$

$$= 1005 \cdot 10^{-6} \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot \left(0,35 - \frac{0,026 \cdot (1 + 0,773 + 0,773^2)}{3 \cdot (0,773 + 1)} \right) = 119 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

$(M \cdot \gamma_r = 54,5 \cdot 1,00 = 54,5 \text{ кН} \cdot \text{м}) < (M_u = 119 \text{ кН} \cdot \text{м})$. Умову міцності виконано.

Міцність фундаментної плити при проектному армуванні забезпечена.

Розрахунок за методикою розділу 3 ДБН В.2.3-14:2006 [10].

Робоча висота перерізу $h_0 = d = 350 \text{ мм}$. Ширина умовної смуги $b = 1000 \text{ мм}$. Площа робочого армування $A_s = 1005 \text{ мм}^2$.

Фактична висота стиснутої зони бетону, виходячи з формули (3.18), ДБН В.2.3-14:2006 [10], в бік запасу, не враховуючи стиснуту арматуру ($A_s = 0$) для перерізу з ненапруженою арматурою ($A_p = A_p' = 0$):

$$x = \frac{R_s \cdot A_s'}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^6 \cdot 1005 \cdot 10^{-6}}{15,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0} = 0,022 \text{ (м)}. \quad (2.7)$$

Граничний згинальний момент, який, в бік запасу, може витримати переріз (без урахування стиснутої арматури для перерізу з ненапруженою арматурою), формула (3.17), ДБН В.2.3-14:2006 [10]:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 15,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 0,022 \cdot \left(0,35 - \frac{0,022}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 115,6 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

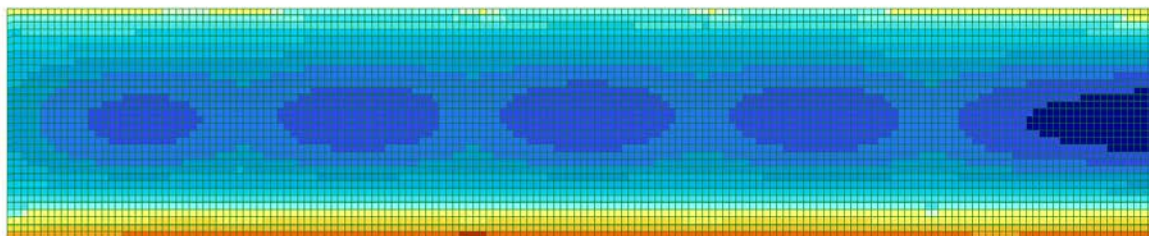
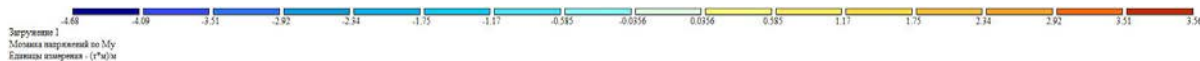
$(M \cdot \gamma_r = 54,5 \cdot 1,00 = 54,5 \text{ кН} \cdot \text{м}) < (M_u = 115,6 \text{ кН} \cdot \text{м})$. Умову міцності фундаментної плити тунелю виконано. Коефіцієнт використання перерізу 0,47.

Перевірка міцності стінки тунелю

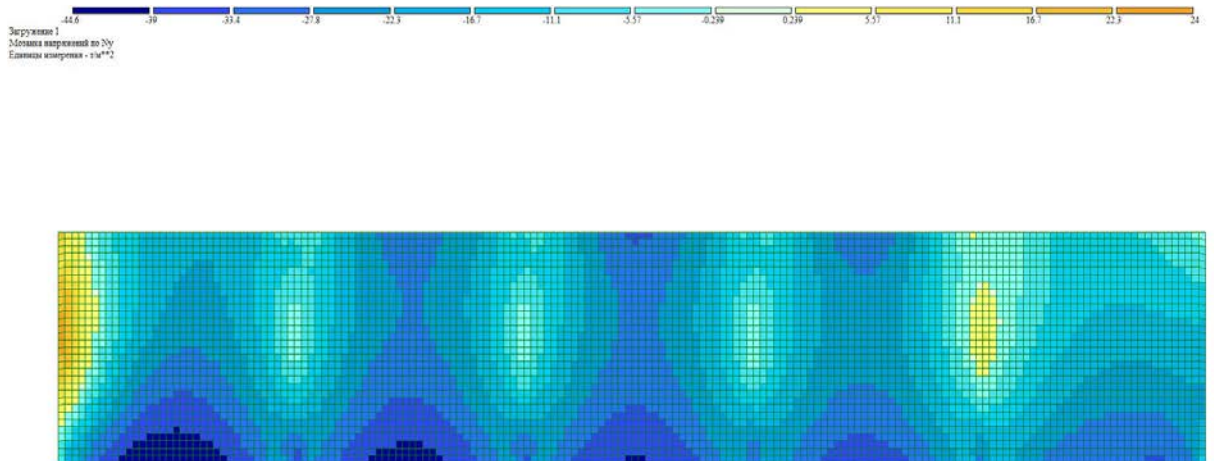
У стінці тунелю виникають стискаючі напруження та згинальні моменти від дії зовнішніх навантажень, ізополя яких представлено на рис. 2.28.

З рис. 2.28 видно, що результати уточненого просторового розрахунку корелюють з результатами спрощеного рамного моделювання стінок тунелю. Максимальні за модулем стискаючі напруження $N_{y, \min} = -46,8 \text{ кН} / \text{м}^2$ та згинальний момент $M_{y, \max} = +35,6 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$

Підібране програмним комплексом робоче армування у робочому вертикальному напрямку, 5 стрижнів діаметром 10 мм класу А-ІІІ (А400) на 1 м.п. довжини поблизу однієї з граней стінки (рис. 23) менше фактичного (стрижні діаметром 16 мм класу А-ІІІ (А400), встановлені з кроком 200 мм). Умову виконано. Міцність стінки тунелю, за умови встановлення проектного робочого армування, забезпечена.



a)



б)

Рис. 2.28 - Згинальні моменти та осьові напруження в стінці тунелю (місцева вісь Oy спрямована по вертикалі): а – M_y тм/м.п., б – N_y , т/м².

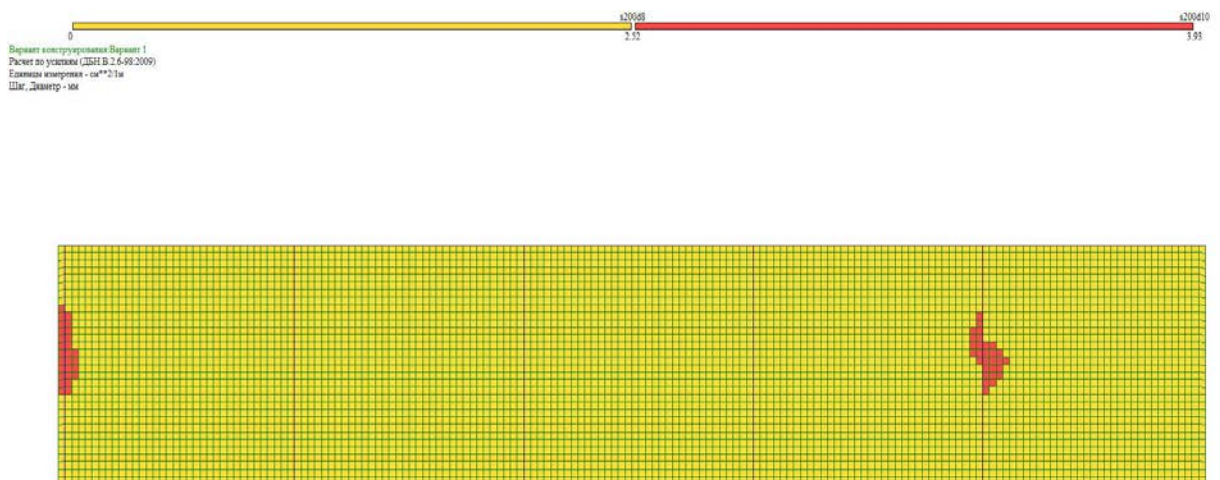


Рис. 2.29 - Армування стінки, запропоноване модулем “LIRA-ARM вздовж Oy (вертикальне).

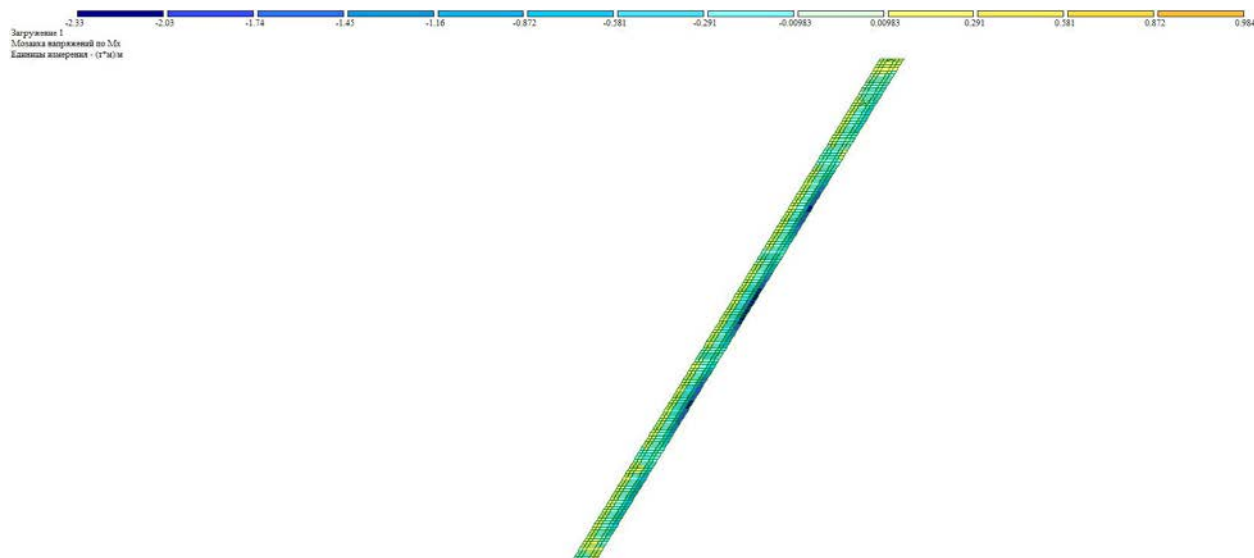
Перевірка міцності консолі

Максимальні згинальні моменти та поперечні сили в консолі, що виникають в найбільш не вигідному стані (робоче навантаження з трьох візків А-11 розташоване на під'їзній плиті), показані на рис. 2.30 та рис. 2.31.

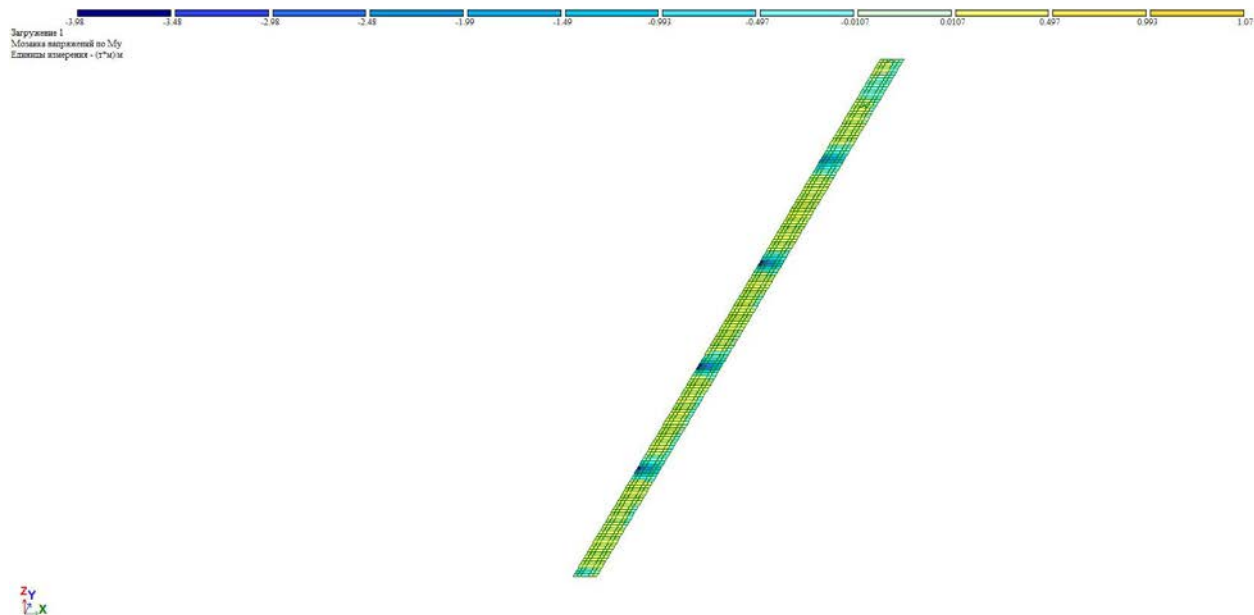
З рис. 2.30 і 2.31 видно, що максимальні за модулем згинальні моменти та поперечні сили виникають в місці зацмлення консолі у стінці (по Ox):

$M_{x, \min} = -23,3 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$, $Q_{x, \min} = -95,8 \text{ кН} / \text{м.п.}$ а також, в місці приєднання консолей до пілястр (по Oy). $M_{y, \min} = -39,8 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$, $Q_{y, \min} = -227 \text{ кН} / \text{м.п.}$

Оскільки максимальний згинальний момент в консолі за аналітичним $M = -77,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ значно більший за модулем за $M_{x, \min}$ та $M_{y, \min}$, перерахунок перерізу консолі за нормальними перерізами не потрібний.



а)



б)

Рис. 2.30 - Згинальні моменти в консолі тунелю: а – M_x тм/м.п., б – M_y , тм/м.п.

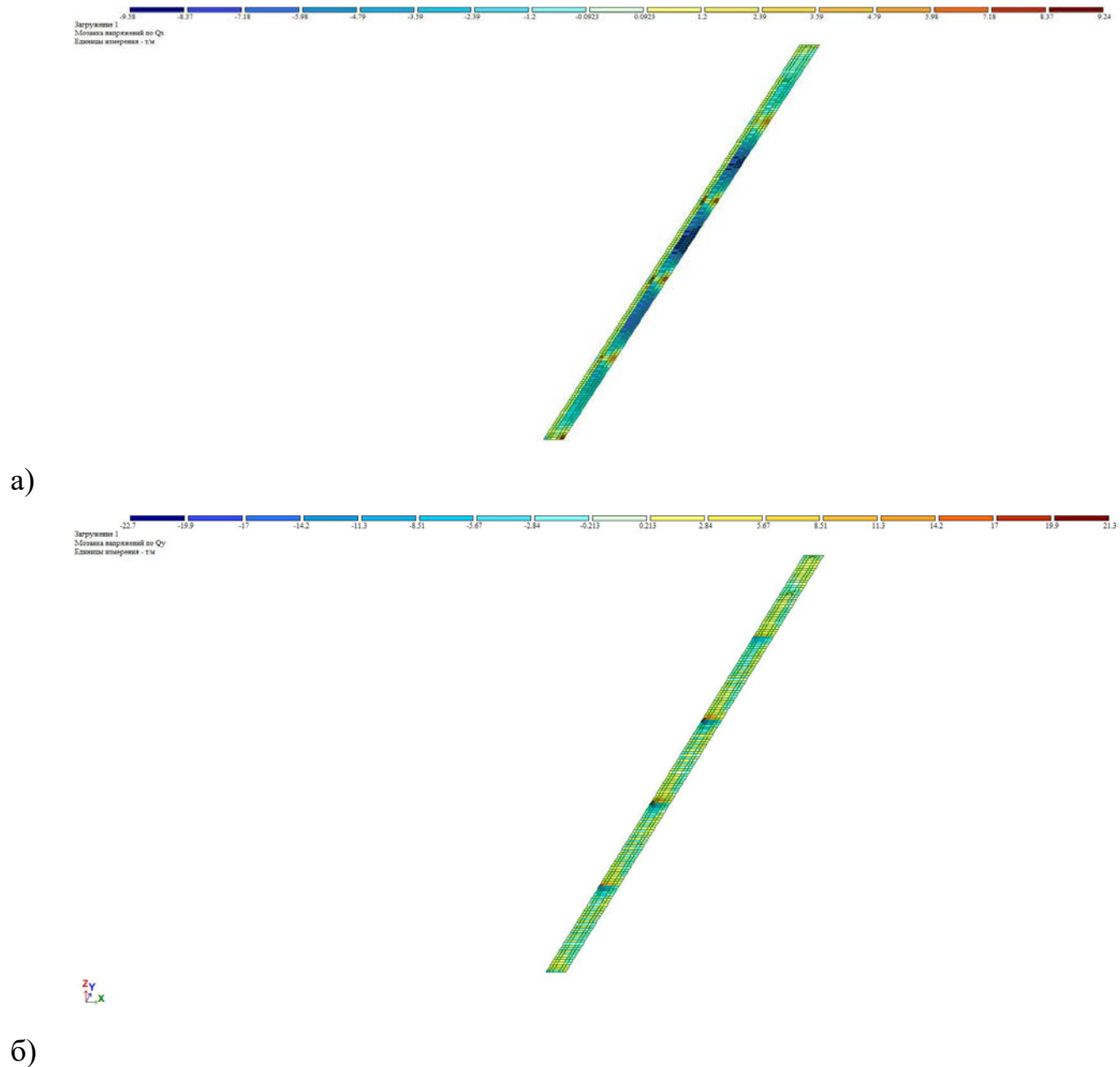


Рис. 2.31 - Поперечні сили в консолі тунелю: а – Q_x т/м.п., б – Q_y , т/м.п.

Максимальна поперечна сила в місці приєднання до стінки, $Q_{x, \min} = -95,8 \text{ кН} / \text{м.п.}$, менше розрахованої аналітично, тому перерахунок поперечного армування в цій зоні не потрібний.

Максимальна поперечна сила в місці приєднання консолі до вертикальних пілястр $Q_{y, \min} = -227 \text{ кН} / \text{м.п.}$ не була врахована при аналітичних розрахунках. Необхідно виконати перевірку повздовжнього армування консолі, зусилля в якому виникає внаслідок ефектів просторової роботи.

Розрахункова схема консолі при роботі у повздовжньому напрямку, показана на рис. 1.31.

Враховуючи характер руйнування, розрахунковий похилий переріз консолі розрахунковою довжиною $L_0 = 3,1$ м (відстань на просвіт між пілястрами) зосереджений на ділянці біля пілястри. Максимальна поперечна сила на опорі з урахуванням фактичної ширини консолі, $b = 350$ мм,

$$V_{Ed} = |Q_{y, \min} \cdot \gamma_r \cdot b| = |-227 \cdot 1,0 \cdot 0,35| = 79,45 \text{ (кН)}.$$

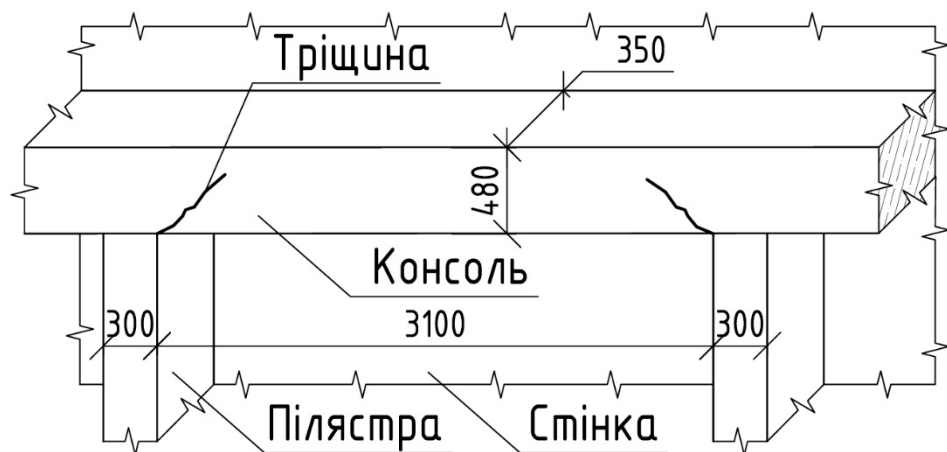


Рис. 2.32 - Розрахункова схема консолі в повздовжньому напрямку.

$$\text{Звідки } q = \frac{V_{Ed}}{L_0} = \frac{79,45}{3,1} = 25,63 \text{ (кН/м)}.$$

Визначаємо величину поперечної сили, що діє в похилому перерізі:

$$V_{Ed}' = V_{Ed} - q \cdot z_{ins} = 79,45 - 25,63 \cdot 0,387 = 69,53 \text{ (кН)},$$

$$\text{де } z_{ins} = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,43 = 0,387 \text{ (м)}, \quad d = h - a_s' = 0,48 - 0,05 = 0,43 \text{ (м)}.$$

В подальшому, в бік запасу, в розрахунках враховуємо $V_{Ed} = 79,45$ кН.

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу. Коефіцієнт зниження міцності в бетоні з тріщинами при зсуві: $\nu = 0,547$ (визначено раніше).

$$\text{Міцнісні характеристики бетону і арматури: } f_{cd} = R_b = 15,5 \text{ МПа}, \\ f_{yd} = R_s = 350 \text{ МПа}.$$

Гранична розрахункова величина опору зсуву:

$$V_{Rd, \max} = 0,5 \cdot b \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,35 \cdot 0,43 \cdot 0,547 \cdot 15,5 \cdot 10^3 = 638 \text{ (кН)}.$$

$$V_{Rd,max} = 638 \text{ кН} \gg V_{Ed} = 79,45 \text{ кН}.$$

Умову (4.41) ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [9] виконано. Висота перерізу достатня.

В опорній зоні конструктивно улаштоване робоче повздовжнє армування – стрижні діаметром 12 мм класу А-III (А400) – 4 шт., $A_{sl} = A_s = 452 \text{ мм}^2$.

Визначаємо відсоток повздовжнього армування в опорній зоні:

$$\left(\rho_L = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{452}{350 \cdot 430} = 0,003 \right) < (\rho_{Lu} = 0,02).$$

В подальших розрахунках приймаємо менше значення $\rho_L = 0,003$.

Стискаючі напруження від обтиску попереднім напруженням на опорі відсутні. Тому $\sigma_{cp} = 0$.

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,68^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,357 \text{ (МПа)}, \text{ де}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{430}} = 1,68.$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138.$$

Без урахування поперечного армування консолі:

$$V_{Rd,c} = (V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0,357 + 0,15 \cdot 0) \cdot 350 \cdot 430 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 = 53,72 \text{ (кН)}.$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d = \\ &= \left[0,138 \cdot 1,68 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 22)^{1/3} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 350 \cdot 430 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 = 65,45 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

$$(V_{Rd,c, \max} = 65,45 \text{ кН}) < (V_{Ed} = 79,45 \text{ кН}). \text{ Умову не виконано. Поперечне}$$

армування консолі в місці примикання до пілястр стінок тунелю – розрахункове.

Вплив поперечного армування враховуємо згідно з проектним рішенням. У консолі між верхнім та нижнім повздовжнім армуванням улаштовано поперечні стрижні діаметром 12 мм класу А-I (А240), що встановлюється з кроком 100 мм (вздовж виліту консолі) та 400 мм (вздовж тунелю).

Для елементів з розрахунковим поперечним армуванням приймаємо мінімальне значення $\cot \theta = \{1 \dots 2,5\} = 1,0$ (ймовірна похила тріщина іде під кутом $\theta = 45^\circ$, див. рис. 26). Тоді $\operatorname{tg} \theta = 1 / \cot \theta = 1,0$.

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 430 = 387 \text{ (мм)}. \nu_1 = 0,6, \text{ оскільки } f_{ck} = 22 \text{ МПа} < 60 \text{ МПа}.$$

Площа поперечного армування A_{sw} , що включається в роботу для компенсації поперечної сили поблизу пілястри, враховується на довжині $c = \{d \dots 2 \cdot d\}$. Приймаємо мінімальне значення $c = d = 430 \text{ мм}$, що відповідає куту $\theta = 45^\circ$. У цей розмір на ширині $b = 350 \text{ мм}$ потрапляє мінімум 8 стрижнів діаметром 12 мм класу А-I (А240), улаштованих з кроком $s = 400 \text{ мм}$, $A_{sw} = 904 \text{ мм}^2$.

При $(\sigma_{cp} = 0) < (0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot 15,5 = 3,875 \text{ (МПа)})$, значення

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1 + 0 / 15,5 = 1. f_{ywd} = R_{sw} = 168 \text{ МПа}.$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = \frac{904}{400} \cdot 387 \cdot 168 \cdot 10^{-3} \cdot 1,0 = 147 \text{ (кН)}.$$

Гранична поперечна сила, яку може сприйняти переріз:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \operatorname{tg} \theta) = 1,0 \cdot 350 \cdot 387 \cdot 0,6 \cdot 15,5 \cdot 10^{-3} / (1 + 1) = 630 \text{ (кН)}$$

Вибираємо менше з двох значень $V_{Rd,s} = 147 \text{ кН}$.

$V_{Rd,s} = 147 \text{ кН} > V_{Ed} = 79,45 \text{ кН}$. Умову виконано. Міцність похилих перерізів проектованої консолі, в місці примикання до пілястри стінки тунелю, забезпечено.

2.3 Організація будівництва та відомість обсягів робіт

Будівельне виробництво являє собою комплекс робіт, які об'єднуються певним чином і виконуються різноманітними співвиконавцями – замовниками, проектувальниками, будівельниками, постачальниками будівельних матеріалів, конструкцій, виробів, технологічного устаткування тощо. Кількість таких

співучасників при зведенні окремого об'єкта досягає кількох десятків, а іноді і сотень.

Виконанню робіт на об'єктах повинен передувати комплекс заходів і робіт з підготовки будівельного виробництва, що забезпечують можливість здійснення будівництва у відповідності з умовами підрядних контрактів і взаємопов'язану діяльність усіх його учасників. Підготовка будівельного виробництва включає загальну організаційно-технічну підготовку, підготовку до будівництва об'єкта, підготовку будівельної організації і підготовку будівельно-монтажних робіт. Підготовка виробництва в обсязі, необхідному для початку будівельно-монтажних робіт на об'єкті (пусковому комплексі), і розгортання їх з необхідною інтенсивністю, повинні бути виконані до початку будівництва.

В процесі будівництва об'єкту повинно бути забезпечено дотримання будівельних норм, правил і стандартів, а також технічних умов проекту. Тому загальним завданням проектування організації будівельного виробництва є проектування інженерної підготовки робіт, яка створює умови, що сприяють досягненню високих виробничих показників.

За цих умов кінцевий результат - одержання готової будівельної продукції у вигляді закінчених будинків і споруд.

2.3.1 Проектно-технологічна документація при виконанні реконструкції

Згідно абзацу 2 пункту 1 Порядку виконання будівельних робіт будівельні роботи – роботи з нового будівництва, реконструкції, технічного переоснащення діючих підприємств, реставрації, капітального ремонту замовник має право виконувати будівельні роботи після:

1) повідомлення про початок виконання будівельних робіт центральному органу виконавчої влади, що реалізує державну політику з питань державного архітектурно-будівельного контролю, по об'єктах, будівництво яких здійснюється на підставі будівельного паспорта, які не вимагають реєстрації

декларації про початок виконання будівельних робіт або отримання дозволу на виконання будівельних робіт ;

2) реєстрації органом державного архітектурно-будівельного контролю декларації про початок виконання будівельних робіт по об'єктах будівництва, що належать до I - III категорій складності;

3) видачі замовнику органом державного архітектурно-будівельного контролю дозволу на виконання будівельних робіт по об'єктах будівництва, які належать до IV і V категорій складності .

Документи, що дають право на виконання будівельних робіт, є чинними до завершення будівництва.

Відповідно до ст . 9 Закону « Про архітектурну діяльність» будівництво (нове будівництво , реконструкція , реставрація , капітальний ремонт) об'єкта архітектури здійснюється відповідно до затвердженої проектної документації, державних стандартів , норм і правил у порядку , визначеному Законом «Про регулювання містобудівної діяльності» [23].

2.3.2 Вихідні дані. Аналіз архітектурно-конструктивних рішень

В МКР запропоновано реконструкцію монолітну водопропускну споруду тунельного типу для дорожнього господарства.

Енергопостачання та водозабезпечення будівельного майданчика здійснюється від існуючих міських мереж, які проходять поблизу будівельного майданчику. Основними споживачами електроенергії на будівельному майданчику є будівельні машини, механізми і установки, а також освітлення інвентарних будівель і майданчика. Основними споживачами води на будівельному майданчику є будівельні машини, механізми і установки, технологічні процеси, господарчо-побутові потреби та витрати води для зовнішнього пожежогасіння.

2.3.3 Розрахунок монтажних параметрів і вибір вантажопід'ємних кранів

Для виконання земляних робіт приймаємо ескаватор “драглайн” з місткістю ковша 0,15 м³ [24].

Для монтажу надземної частини будівлі приймаємо автомобільний кран.

Монтажні характеристики крана розрахувати, виходячи з архітектурно-конструктивного рішення об'єкту. Основними параметрами монтажних характеристик є:

- максимальна висота будівлі, м;
- ширина будівлі, м;
- максимальна вага збірної конструкції, т.

Розраховуємо монтажну масу:

$$Q_{\max} = Q + g, \quad (2.8)$$

де Q – максимальна вага конструкції, т;

g – вага вантажо-захоплюючого пристрою (стропи).

Найважчою конструкцією є плита перекриття марки ПКЖ4 (60.15.4) (5970x1490x300 мм), її маса 1,5380 т.

$$Q_{\max} = 1,54 + 0,15 = 1,69 \text{ т.}$$

Монтажна висота:

$$H_{\max} = h_c + h_m + h_z + h_{\text{стр}} + h_e + h_n \quad (2.9)$$

де h_c – висота стояння конструкції, м;

$h_m = 15$ м – висота монтажу конструкції;

$h_z = 0,5$ м – висота заведення конструкції над рівнем стояння;

$h_{\text{стр}} = 4$ м – висота строповки;

$h_e = 0,22$ м – висота елемента в положенні при монтажі;

$h_{п} = 0$ – висота поліспасти.

$$H_{\max} = 15 + 0,5 + 4 + 0,22 = 19,72 \text{ м.}$$

Монтажний виліт стріли:

$$L_{\max} = \frac{a}{2} + B + C \quad (2.10)$$

де $B=30,4$ м – безпечна відстань від краю будівлі до центру елемента, що монтується;

$C=2$ м – безпечна відстань від краю повороту частини крана до зовнішньої стіни будинку.

$$L_{\max} = 3 + 30,4 + 2 = 35,4 \text{ м.}$$

З довідкової літератури, використовуючи приведені вище параметри вибирають відповідний кран, монтажні характеристики якого повинні задовільняти розрахунковим.

Приймаємо автомобільний кран FAUN RTF 50 [25] з наступними монтажними характеристиками:

Виліт крюка: найбільший – 38 м; найменший – 9 м .

Вантажепід'ємність: максимальна 1,8 тон

Висота підйому крюка: при найбільшому вильоті – 7; при найменшому вильоті – 39 м.

2.3.4 Відомість об'ємів основних будівельно-монтажних робіт

Об'єми будівельних робіт пораховано за допомогою програми Archicad 21. Значення об'ємів наведено в локальному кошторисі (див. розділ 3)

2.3.5 Технологічний розрахунок та розрахунок параметрів графіку руху робочих кадрів по об'єкту

Технологічний розрахунок графіку виконання робіт та графіку руху робітників виконується у табличній формі. З калькуляції працевитрат та заробітної плати заносяться у графік виконання робіт назви робіт, одиниці вимірювання, об'єм виконаних робіт, а також трудомісткість даних робіт.

Графік виконання робіт, показує, що роботи триватимуть 205 днів.

Прийнята трудомісткість виконання всього об'єму робіт.

$$Q_{\text{заг}} = 11 \cdot 6 + 34 \cdot 12 + 9 \cdot 12 + 13,5 \cdot 18 + 116 \cdot 12 + 22 \cdot 6 = 2349 \text{ (люд-зм.)}$$

Оцінка графіку руху робітників:

1. Середня кількість робітників:

$$R_{\text{сер}} = \frac{Q_{\text{заг}}}{T_{\text{заг}}} = \frac{2349}{205} = 11 \text{ (чол)} \quad (2.11)$$

де $R_{\text{сер}}$ – середня кількість робітників;

$Q_{\text{заг}}$ – сумарні працевитрати за графіком виконання робіт, люд.-зм.;

$T_{\text{заг}}$ – загальна тривалість одиниці виміру робіт, дн.

Коефіцієнт нерівномірності розподілення робочої сили можна визначити за формулою:

$$\alpha_1 = \frac{R_{\text{сер}}}{R_{\text{max}}} \rightarrow 1 \quad (2.12)$$

$$\alpha_1 = \frac{11}{18} = 0,61 \rightarrow 1$$

де $R_{\text{сер}}$ - середня кількість робітників, зайнятих на робочій ділянці, чол.

Коефіцієнт нерівномірності розподілення працевитрат визначається за формулою:

$$\alpha_2 = \frac{T_{\text{надл}}}{T_{\text{заг}}} \rightarrow 0 \quad (2.13)$$

де $T_{надл}$ - надлишкова трудомісткість, люд.-дн.

$$T_{надл} = 1 \cdot 9 + 7 \cdot 13,5 = 103,5 (\text{люд.} - \text{дн.}),$$

$$\alpha_2 = \frac{103,5}{2349} = 0,04 \rightarrow 0$$

Коефіцієнт нерівномірності розподілення робочих в часі визначається за формулою:

$$\alpha_3 = \frac{t_{стале}}{t_{заг}} \rightarrow 1 \quad (2.14)$$

де $t_{стале}$ – тривалість робіт (в днях) на графіку, коли працює робітників $R_{сер}$ та більше.

$$t_{стале} = 34 + 138,5 = 172,5 \text{ (днів)}$$

$$\alpha_3 = \frac{172,5}{205} = 0,84 \rightarrow 1$$

Отже, показники оцінки графіка руху робітників задовольняють умови: α_1 , $\alpha_2 \rightarrow 1$, $\alpha_3 \rightarrow 0$.

2.3.6 Проектування будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план розробляється на спорудження будівель (споруд) або комплексу будівель, монтажні або спеціальні будівельні роботи в залежності від того, на що розроблений проект виконання робіт [26]. На ньому необхідно показувати:

розташування та прив'язку існуючих будівель (споруд), а також тих, що реконструюються, споруджуються, з виділенням в їх складі об'єктів, які мають бути використані в різні періоди для потреб будівництва, у тому числі: будівель і споруд; автомобільних шляхів та залізниць, проїздів, майданчиків для розвороту транспорту; пішохідних доріг і тротуарів;

інженерні мережі з позначенням місць підключення до них запроектованих та тимчасових мереж, розподільних пристроїв і т. ін.;

постійні та тимчасові огорожі будівельного майданчика;
майданчики для складування та укрупненого складання будівельних конструкцій, деталей, елементів та технологічного обладнання;
тимчасові інженерні мережі з позначенням місць їх підключення;
будівельні машини, установки та засоби для переміщення будівельних матеріалів, конструкцій, вантажів, напівфабрикатів та робітників;
місця приймання та розвантаження будівельних матеріалів;
небезпечні зони для руху транспорту та пішоходів з розміщенням знаків безпеки;
постійні та тимчасові залізничі та автомобільні шляхи з майданчиками для стоянки та розвантаження, мости та переходи;
напрямки пересування автотранспорту та будівельних машин;
місця під'їзду та проходу до пожежних гідрантів та інших засобів пожежегасіння;
знаки закріплення геодезичних опорних осей;
зони для тимчасового складування знятого родючого шару ґрунту;
інвентарні і тимчасові споруди та установки різного функціонального призначення;
розрахункові (техніко-економічні) показники в табличній формі та прийняті умовні позначки.

Відстані між рухомими частинами стрілового самохідного крана та елементами будівлі, повинні бути по горизонталі не менші 1 м [27].

В процесі будівництва об'єктів прийнято відрізняти зони небезпечні, при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Перша різновидність таких зон - це небезпечні зони поблизу будівель, які споруджуються, де можливе падіння предметів, вантажів, конструкцій при їх встановленні. Таку небезпечну зону називають монтажною зоною. Її границю визначають згідно з вимогами ДБН.

Такі зони огорожують спеціальною огорожею, а на будгенплані позначають штриховою лінією.

Друга різновидність небезпечної зони - це зона можливого переміщення вантажу краном і його падіння з урахуванням величини відлітання. Радіус зони визначається відстанню по горизонталі від осі руху стріли крана.

2.3.7 Розрахунок і проектування тимчасових адміністративних та господарсько-побутових будівель і споруд

Тимчасові будівлі і споруди на будівельному майданчику розрізняють трьох основних груп: 1– адміністративні, 2– господарсько-побутові і 3– складські. Вони необхідні для задоволення як потреб робітників так і для раціональної організації будівництва об'єкта в цілому. Площі будівель і споруд розраховуються згідно з встановленими вихідними даними виробничих потреб.

Адміністративні та господарсько-побутові будівлі розраховуються і проектуються в залежності від загальної чисельності працюючих на будівельному об'єкті [28].

1. Визначаємо загальну кількість робітників працюючих на об'єкті за формулою:

$$N_{\text{заг}} = 0,89 (N_p + N_{\text{ітр}} + N_{\text{моп}} + N_{\text{сл}}), \quad (2.15)$$

де 0,89 – коефіцієнт виходу на роботу;

N_p – максимальна кількість робочих за графіком руху робочих кадрів, чол ($N_p = N_{\text{max}} = 18$ чол.);

$N_{\text{ітр}}$ – кількість інженерно-технічних працівників, яка приймається в кількості 8% від N_{max} , чол;

$$N_{\text{ітр}} = 0,08 \cdot 18 = 1 \text{ чол.}$$

$N_{\text{моп}}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу, яка приймається у кількості 2,5 % від N_{max} , чол;

$$N_{\text{моп}} = 0,025 \cdot 18 = 1 \text{ чол.}$$

$N_{\text{сл}}$ – кількість службовців, яка приймається у розмірі 5% від N_{max} , чол.

$$N_{\text{сл}} = 0,05 \cdot 18 = 1 \text{ чол.}$$

$$N_{\text{заг}} = 0,89 (18 + 1 + 1 + 1) = 19 \text{ чол.}$$

Розрахунок необхідності по професіям визначається при складанні ППР технологічних карт і прийнятою кошторисною вартістю.

За отриманими даними розраховуємо площі тимчасових будівель і споруд. Контора будівельної ділянки (виконробська з диспетчерською) розраховуються, виходячи із кількості інженерно-технічних працівників та молодшого обслуговуючого персоналу з розрахунку 5 м^2 площі на одного працівника.

$$S1 = 5 \cdot \sum (N_{\text{ітр}} + N_{\text{моп}}) \quad (2.16)$$

$$S1 = 5 \cdot (1 + 1) = 10 \text{ м}^2$$

Площу гардеробних з умивальниками розраховуємо, виходячи з максимальної кількості робітників, з розрахунку $0,7 \text{ м}^2$ на одного працюючого.

$$S2 = N_{\text{max}} \cdot 0,7 \quad (2.17)$$

$$S2 = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ м}^2$$

Площа душових приміщень визначається з розрахунку $0,4 \text{ м}^2$ на одного працюючого від суми максимальної кількості робочих (за графіком руху робочих кадрів) та кількості службовців.

$$S3 = 0,4 \cdot (N_{\text{р}} + N_{\text{сл}}) \quad (2.18)$$

$$S3 = 0,4 \cdot (18 + 1) = 7,6 \text{ м}^2$$

Площа приміщень для прийому їжі розраховується із розрахунку $0,8 \text{ м}^2$ на одного працюючого для загальної кількості працюючих на об'єкті.

$$S4 = N_{\text{заг}} \cdot 0,8 \quad (2.19)$$

$$S_4 = 19 \cdot 0,8 = 15,2 \text{ м}^2$$

Проектування тимчасових будівель і споруд проводиться у відповідності із каталогами уніфікованих типових проектів інвентарних будівель і споруд, а також з урахуванням величин розрахованих площ. Розрахунки і проектування виконуємо в табличній формі (табл. 2.3). Прийнятий тип будівлі за площею і розмірами повинен бути більшим або рівним розрахунковим величинам.

Таблиця 2.3 – Розрахунок і проектування тимчасових будівель

Найменування тимчасових будівель	Розрахункова кількість працюючих		Площа будівель, м ²	
	Категорія %	Кіл.чол.	Норма на 1 чол.	Повна необхідність
Гардеробна	100% працюючих	18	0,7	12,6
Душова з переддушовою	100% працюючих	19	0,4	7,6
Приміщення для прийому їжі та відпочинку	100% працюючих	18	0,8	15,2
Виконробська	ІТР, служ., МОП	2	5	10

2.3.8 Розрахунок площі та проектування тимчасових складів

Відкриті склади використовуються для зберігання матеріалів, які не вимагають захисту від шкідливих атмосферних впливів (бетонні і залізобетонні вироби та конструкції, цегла, керамічні труби, природні та штучні насипні будівельні матеріали та сировина для приготування будівельних сумішей, великорозмірні металеві конструкції та вироби, які покриті захисними покриттями, та інші). Тимчасові відкриті склади проектуються біля місць роботи вантажопідійомних машин і механізмів з урахуванням можливостей під'їзних внутрішньо майданчикових транспортних шляхів.

Тимчасові відкриті склади проектуються з урахуванням архітектурно-конструктивних характеристик будівель і споруд, що проектуються для будівництва, обсягів робіт, графіків їх виконання,

кількості матеріалів, котрі необхідні для цих робіт.

Для визначення розмірів складів необхідно спочатку визначити об'єм матеріалів конструкцій і деталей, які повинні зберігатися на складі. Запас матеріалів, конструкцій і деталей на будівельному майданчику повинен забезпечувати нормальний безперебійний хід будівництва і разом з тим не бути занадто великим.

Площу відкритого складу найбільш доцільно проектувати для складування дрібно-роздрібних конструкцій і виробів, які періодично використовуються в будівельному процесі (табл. 2.4) [28].

Площу відкритого складу і його розміри розраховуємо в табличній формі з урахуванням добових витрат будівельних матеріалів і виробів.

Таблиця 2.4 – Розрахунок площі відкритого складу

Назва будівельних матеріалів, конструкцій або деталей	Одиниця виміру	Витрата за добу	Прийнятий запас, днів	Розрахункові витрати	Норма зберігання	Коефіцієнт на проході	Розрахункова корисна площа складу, м ²	Прийнята площа, м ²	Розміри в плані
Цегла	шт.	4245	3	76421	600 шт.	1,5	90	90	10x9
Плити покриття перекриття	шт.	4	3	12	0,8 м ³	1,5	22,5	24	6x4

Розрахункова площа складу з розмірами 10x9, 6x4. Склади у вигляді прямокутників розташовані з зоні дії крану з підведенням до нього тимчасової автомобільної дороги. Сумарна площа складу складає 114 м².

Тимчасовий закритий склад проектуємо згідно з каталогом інвентарних будівель і споруд. В дипломній роботі для закритого складу буде використовуватись приміщення будівлі школи.

2.3.9 Техніко-економічні показники проекту

Показник рівномірності будівельного потоку в часі:

$$K_1 = \frac{n_{\max}}{n_{cp}} = \frac{19}{11} = 1,73 \quad (2.20)$$

де n_{\max} – максимальна кількість робочих в день, чол.;

n_{cp} – середнє число робочих в день (чол.)

Показник компактності будгенплану:

$$K_2 = \frac{F_3}{F_B} = 3551,68/9794,8 = 0,36 \quad (2.21)$$

де F_B – площа будівельного майданчика, або площа геометричної фігури по межі огороження, м²;

F_3 – площа забудови території будівельного майданчика;

$$F_3 = S_{\text{буд}} + S_{\text{тимч.буд.}} + S_{\text{дор}} = 2974,82 + 45,4 + 531,46 = 3551,68 \quad (2.22)$$

де $S_{\text{буд}}$ – площа будівлі, що споруджується;

$S_{\text{тимч.буд.}}$ – площа тимчасових будівель і споруд;

$S_{\text{скл}}$ – площа відкритого складу;

Сдор – площа доріг та тротуарів.

Показник відношення площі тимчасових будівель до площі забудови:

$$K_3 = \frac{F_T}{F_3} = \frac{531,46}{3551,68} = 0,15 \quad (2.23)$$

Показник використання території під склади:

$$K_4 = \frac{F_{ск}}{F_{буд}} = \frac{114}{2974,82} = 0,04 \quad (2.24)$$

де $F_{ск}$ – площа відкритого і закритого складів, м²;

$F_{буд}$ – площа будівельного об'єкту.

2.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

Будь яку галузь господарювання (будівництво, агропромисловий комплекс, соціально-культурна сфера, нафтогазова, металургійна або хімічна промисловість, транспорт, пошта, зв'язок тощо) сьогодні неможливо уявити без застосування техніки та обладнання.

У магістерській кваліфікаційній роботі досліджується монолітні водопропускні споруди тунельного типу для дорожнього господарства. Всі дослідження і експериментальні процеси відбуваються з участю екранних пристроїв.

Будь-які трудові процеси потребують заходів з охорони праці, для забезпечення безпеки працівника на робочому місці і для виключення або зменшення впливу шкідливих факторів, що можуть впливати на нього в процесі трудової діяльності.

На працівників, що проводять дослідження на екранних пристроях можуть впливати такі небезпечні та шкідливі фактори, у відповідності з прийнятою класифікацією за ГОСТ 12.0003.-74 [1].

Фізичні: підвищена та понижена температура повітря робочої зони; підвищена та понижена рухливість повітря робочої зони; недостатня освітленість робочої зони; недостатність природного освітлення; небезпечний рівень напруги в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини; підвищена та понижена вологість повітря; підвищений рівень електромагнітного опромінення.

Психофізіологічні: нервово – психічні перевантаження (монотонність праці, емоційні перевантаження, перенапруга аналізаторів). Відповідно до наведених факторів здійснюємо планування щодо безпечного виконання роботи.

2.4.1. Технічні рішення щодо безпечного виконання роботи

Робоче місце, добре пристосоване до праці людини, правильно і доцільно впорядковане, щодо простору, форми, розміру забезпечує йому зручне положення під час роботи і високі продуктивності праці при найменшому фізичному і психічному напрузі.

Працівника, який використовує персональний комп'ютер, інструктують перед початком роботи, а потім через кожні 6 місяців. Результати інструктажу заносять до Журналу реєстрації інструктажів з питань охорони праці на робочому місці. Користувач зобов'язаний дбати про особисту безпеку і здоров'я, а також про безпеку і здоров'я довколишніх при виконанні будь-яких робіт, а також під час перебування на території підприємства. До роботи на персональному комп'ютері допускають осіб, які пройшли інструктажі з питань охорони праці та пожежної безпеки. [9]

Користувач зобов'язаний: виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку; не допускати за своє робоче місце сторонніх осіб; не виконувати вказівок, які суперечать правилам охорони праці та пожежної безпеки; знати

правила надання домедичної допомоги; знати розташування та вміти користуватись первинними засобами пожежогасіння; вміти працювати з ПК.

Основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, що можуть впливати на користувача: підвищений рівень статичної електрики; нерівномірність розподілу яскравості в полі зору; підвищена яскравість світлового зображення; ураження електричним струмом; напруга зору та уваги; тривалі статичні навантаження. У приміщеннях із ПК має бути природне і штучне освітлення. При розміщенні робочих місць необхідно унеможливити пряме засвічування екрана природним освітленням. При природному освітленні слід передбачити наявність сонцезахисних засобів (плівка, жалюзі, штори тощо). Світлові відблиски із клавіатури, екрана та інших частин ПК у напрямку очей користувача неприпустимі.

Основним обладнанням робочого місця є ПК або ноутбук, монітор, клавіатура, маніпулятор, робочий стіл, стілець (крісло). При розміщенні елементів робочого місця слід враховувати: робочу позу користувача; простір для розміщення користувача; можливість огляду елементів робочого місця; можливість огляду простору поза межами робочого місця; можливість робити записи, розміщувати на робочому столі документацію та матеріали, які використовує користувач. Розміщення елементів робочого місця не має заважати рухам та переміщенню для експлуатування ПК. Монітор встановлюють так, щоб відстань від поверхні екрана до очей користувача була 600-700 мм залежно від розміру екрана. Клавіатуру розміщують на робочому або окремому столі на відстані 100-300 мм від краю з боку користувача. Положення клавіатури та кут її нахилу залежить від побажання користувача (як правило, в межах 5-15°). Не допускати хитання клавіатури. Конструкція робочого столу має бути такою, щоб оптимально розмістити на робочій поверхні обладнання, що використовують, з урахуванням кількості, розмірів, конструктивних особливостей і характеру його роботи. Крісло має забезпечувати підтримування раціональної робочої пози під час виконання основних виробничих операцій та можливість зміни пози. Тип робочого крісла обирають залежно від характеру та тривалості роботи.

Раціональна поза користувача: ступні розташовані на підлозі або на підставці для ніг; стегна зорієнтовані у горизонтальній площині; верхні ділянки рук вертикальні; кут ліктювого суглоба у межах 70-90°; зап'ястя зігнуті під кутом не більше ніж 20°; нахил голови у межах 15-20°, а часті її повороти виключені. Для забезпечення оптимальної робочої пози користувача необхідно: засоби праці, з якими користувач має тривалий або найбільш частий зоровий контакт, розмістити у центрі зони зорового спостереження та моніторного поля; забезпечити відстань близько 500 мм між найважливішими засобами праці, з якими користувач працює найчастіше. ПК встановлювати на рівній твердій поверхні (столі). Не дозволено встановлювати ПК та оргтехніку на хитких підставках чи на похилій поверхні. ПК не встановлювати впритул до стіни, перегородки тощо. Не допускати загородження вентиляційних отворів ПК сторонніми предметами. Розетка біля ПК має бути в доступному місці, щоб в аварійних випадках можна було своєчасно його відімкнути. Не рекомендовано використовувати подовжувачі. Під час переміщення ПК, периферійних пристроїв витягти вилку живлення з розетки. Не допускати ушкодження чи модифікування шнура живлення. Заборонено ставити важкі речі на шнур живлення, тягнути чи надмірно перегинати його, скручувати та перев'язувати шнур живлення вузлом. ПК під'єднувати до електромережі лише за допомогою справних штепсельних з'єднань та електророзеток заводського виробництва. Штепсельні з'єднання та електророзетки мають бути зі спеціальними контактами для під'єднання нульового захисного провідника. Їхня конструкція має забезпечувати з'єднання нульового захисного провідника раніше, ніж з'єднання фазового та нульового робочого провідників. Порядок роз'єднань при вимкненні має бути зворотнім. Заборонено під'єднувати електрообладнання до звичайної двошнурової електромережі.

Вимоги безпеки перед початком роботи .Оглянути робоче місце і навести на ньому лад; впевнитись, що на ньому немає сторонніх предмети, все обладнання і блоки ПК з'єднані з системним блоком з'єднувальними шнурами. Перевірити надійність встановлення апаратури на робочому столі. Монітор не має стояти на

краю стола. Повернути монітор так, щоб було зручно дивитися на екран — під прямим кутом (а не збоку) і трохи зверху вниз; при цьому екран має бути трохи нахиленим — нижній край ближче до користувача. Перевірити загальний стан апаратури, справність електропроводки, з'єднувальних шнурів, штепсельних вилок, розеток, заземлення захисного екрана. Вставити вилку в розетку і впевнитися, що вона міцно тримається. Заборонено вставляти і виймати вилку мокрими руками. Відрегулювати та зафіксувати висоту крісла та зручний для користувача нахил спинки. За потреби приєднати до комп'ютера необхідну апаратуру (принтер, сканер тощо). Усі кабелі, що з'єднують системний блок із іншими пристроями, вмикати та вимикати лише при вимкненому комп'ютері. Відрегулювати яскравість свічення, контрастивість монітора. Про всі виявлені несправності інформувати керівника робіт і не братися до роботи, доки їх не буде усунуто.

Вимоги безпеки під час виконання роботи . Під час роботи на ПК: стійко встановити клавіатуру на робочому столі, не допускаючи її хитання, водночас передбачити можливість її поворотів та переміщень; якщо в конструкції клавіатури не передбачено простору для упору долонь, клавіатуру розміщують на відстані не менше 100 мм від краю столу в оптимальній зоні моніторного поля; під час роботи на клавіатурі сидіти рівно, не напружуватися; щоб зменшити несприятливе навантаження на користувача при роботі з комп'ютерною мишею (вимушена поза, необхідність постійно контролювати якість дій), забезпечити велику вільну поверхню столу для переміщення комп'ютерної миші та зручного упору ліктьового суглоба; періодично при вимкненому комп'ютері прибирати пил із поверхонь апаратури спеціальними серветками. При роботі з ПК заборонено: самостійно розбирати та ремонтувати системний блок (корпус ноутбука), монітор, клавіатуру, комп'ютерну мишу тощо; встромляти сторонні предмети до вентиляційних отворів ПК, ноутбука або монітора; ставити на системний блок ПК та периферійні пристрої металеві предмети, ємкості з водою (вази, горщики для квітів, склянки), оскільки через потрапляння води у середину апарата може виникнути пожежа або ураження електричним струмом. Тривалість

безперервної роботи за ПК не має перевищувати 2 год. Після цього необхідно зробити 15-хвилинну перерву. Якщо виник зоровий дискомфорт або інші неприємні відчуття, необхідно зробити коротку перерву. Для зниження нервово-емоційного напруження, стомлення зорового аналізатора, поліпшення мозкового кровообігу, подолання несприятливих наслідків гіподинамії, запобігання втомі доцільно під час декількох перерв виконувати комплекс вправ.

Вимоги безпеки після закінчення роботи. Зберегти інформацію. Вимкнути ПК, монітор чи ноутбук. Вимкнути стабілізатор, якщо комп'ютер під'єднаний до мережі через нього. Прибрати робоче місце.

2.4.2. Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії

Мікроклімат

Параметри мікроклімату можуть змінюватися в широких межах, у той час як необхідною умовою життєдіяльності людини є підтримка сталості температури тіла завдяки властивості терморегуляції, тобто здатності організму регулювати віддачу тепла в навколишнє середовище.

Основний принцип нормування мікроклімату – створення нормальних умов для теплообміну тіла людини з навколишнім середовищем. Ці норми встановлюються в залежності від часу року, характеру трудового процесу і характеру виробничого приміщення (значні або незначні тепловиділення).

Дослідження монолітних водопропускних споруд тунельного типу для дорожнього господарства за енерговитратами відноситься до категорії I а (енерговитрати до 139Дж/с) [2]. Допустимі параметри мікроклімату для цієї категорії наведені в табл.2.5.[9]

Таблиця 2.5 – Параметри мікроклімату

Період року	Параметр мікроклімату	Величина
Холодний	Температура повітря в приміщенні	21 ... 25 ° С
	Відносна вологість	40 ... 60%
	Швидкість руху повітря	до 0,1 м / с
Теплий	Температура повітря в приміщенні	22 ... 28 ° С
	Відносна вологість	40 ... 60%
	Швидкість руху повітря	0,1 ... 0,2 м / с

Для забезпечення необхідних за нормативами параметрів мікроклімату в приміщенні використовується централізована система опалення та система кондиціонування, а також систематичне (раз за зміну) вологе прибирання.

Склад повітря робочої зони

Гігієнічне нормування шкідливих речовин проводять по гранично допустимих концентраціях (ГДК, мг/м³) у відповідності з нормативними документами:

для робочих місць визначається гранично допустима концентрація в робочій зоні – ГДК_{рз}

в атмосфері повітря населеного пункту – максимально разові ГДК (найбільш висока, зареєстрована за 30 хв спостереження);

середньодобові ГДК (середня за 24 год при безупинному вимірі);

орієнтовно-безпечні рівні впливу – ОБРВ

Гігієнічне нормування вимагає, щоб фактична концентрація забруднюючої речовини не перевищувала ГДК (С. акт < 1).

В приміщенні, де здійснюється дослідження, можливими шкідливими речовинами у повітрі є фенол, пил та озон. Джерелами цих речовин є офісна техніка. ГДК шкідливих речовин, які знаходяться в досліджуваному приміщенні, наведені в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 – ГДК шкідливих речовин у повітрі

Назва речовини	ГДК, мг/м ³		Клас небезпечності
	Максимально разова	Середньо добова	
Фенол	0,01	0,01	3
Пил нетоксичний	0,5	0,15	4
Озон	0,16	0,03	4

Повітря яким дихає працівник складається з позитивно та негативно заряджених часток-іонів. Параметри іонного складу повітря на робочому місці, що обладнане ПК, повинні відповідати допустимим нормам (табл.2.8).

Таблиця 2.8 – Рівні іонізації повітря приміщень при роботі на ПК

Рівні	Кількість іонів в 1 см ³	
	n+	n-
Мінімально необхідні	400	600
Оптимальні	1500-3000	3000-5000
Максимально необхідні	50000	50000

Забезпечення складу повітря робочої зони здійснюється за допомогою системи кондиціонування та вологого прибирання. У приміщеннях з комп'ютерами має бути забезпечений 3-кратний обмін повітря за годину.

Виробниче освітлення

Раціональне освітлення робочого місця є одним з найважливіших факторів, що впливають на ефективність трудової діяльності людини, що попереджають травматизм і професійні захворювання. Правильно організоване освітлення створює сприятливі умови праці, підвищує працездатність і продуктивність праці. Освітлення на робочому місці розробника повинно бути таким, щоб

працівник міг без напруги зорувиконувати свою роботу. Стормлюваність органів зору залежить від ряду причин: недостатність освітленості; надмірна освітленість; неправильний напрямок світла.

Недостатність освітлення призводить до напруги зору, послаблює увагу, приводить до настання передчасної стомленості. Надмірно яскраве освітлення викликає осліплення, роздратування і різь в очах. Неправильний напрямок світла на робочому місці може створювати різкі тіні, відблиски, дезорієнтувати працюючого. Всі ці причини можуть призвести до нещасного випадку або профзахворювань, тому настільки важливий правильний розрахунок освітленості. Розрахунок освітленості робочого місця зводиться до вибору системи освітлення, визначення необхідного числа світильників, їхнього типу і розміщення.

Згідно ДБН В.2.5-28-2018 [5] в приміщенні, де здійснюється робота за допомогою ПК необхідно застосувати систему комбінованого освітлення.

При виконанні робіт категорії високої зорової точності (найменший розмір об'єкту розрізнення 0,3 ... 0,5 мм) величина коефіцієнта природного освітлення (КПО) повинна бути не нижче 1,5%, а при зоровій роботі середньої точності (найменший розмір об'єкту розрізнення 0,5 ... 1,0 мм) КПО повинен бути не нижче 1,0%.

Вимоги до освітленості в приміщеннях, де встановлені комп'ютери, наступні: при виконанні зорових робіт високої точності загальна освітленість повинна складати 300лк, а комбінована - 750лк; аналогічні вимоги при виконанні робіт середньої точності - 200 і 300лк відповідно.

При проектуванні штучного освітлення виробничого приміщення необхідно вибирати тип джерела світла, систему освітлення, вид світильника, передбачати найбільш доцільні висоти влаштування світильників та розміщення їх в приміщенні; визначати число світильників і потужність ламп, необхідних для створення нормованої освітленості на робочому місці і здійснити перевірку наміченого варіанту освітлення на відповідність його нормативним вимогам.

Виробничий шум

Шум – сукупність звуків різної інтенсивності та частоти, які хаотично змінюються в часі, заважають сприйняттю і переробці інформації і призводять до порушень здоров'я людини.

Встановлено, що шум погіршує умови праці, здійснюючи шкідливий вплив на організм людини. При тривалому впливі шуму на людину відбуваються небажані явища: знижується гострота зору, слуху, підвищується кров'яний тиск, знижується увага. Сильний тривалий шум може стати причиною функціональних змін серцево-судинної та нервової систем.

Під час проектування монолітних водопропускних споруд тунельного типу для дорожнього господарства джерелами шуму є працюючі ПК та периферійна техніка.

У табл. 2.9 вказані граничні рівні звуку залежно від категорії тяжкості і напруженості праці, що є безпечними відносно збереження здоров'я і працездатності згідно ДСН 3.3.6.037-99 [6].

Таблиця 2.9 – Граничні рівні звуку, дБ, на робочих місцях.

Категорія напруженості праці	Категорія важкості праці			
	I. Легка	II. Середня	III. Важка	IV. Дуже важка
I. Мало напружений	80	80	75	75
II. Помірно напружений	70	70	65	65
III. Напружений	60	60	-	-
IV. Дуже напружений	50	50	-	-

Для зниження рівня шуму стіни і стеля приміщень, де встановлені комп'ютери, можуть бути облицьовані звукопоглинальними матеріалами.

Виробничі випромінювання

Електромагнітні поля навколо комп'ютера негативно впливають на людину. Електромагнітні випромінювання комп'ютера, які виходять за граничні норми, мають складну форму розподілу і в ряді випадків можуть призвести до небезпеки опромінення сусідів по робочому приміщенні аніж користувача цього ПК.

Окрім цього, якщо в приміщенні експлуатується не один, а більше комп'ютерів, то потрібно враховувати, що на користувача одного комп'ютера можуть діяти випромінювання від інших комп'ютерів (бічних і задньої стінки комп'ютера).

Допустимі значення параметрів неіонізуючих електромагнітних випромінювань від монітору під час виконання роботи комп'ютера представлені в табл. 2.10.

Таблиця 2.10 – Допустимі значення параметрів неіонізуючих електромагнітних випромінювань

Найменування параметра	Допустимі значення
Напруженість електричної складової електромагнітного поля на відстані 50 см від поверхні відеомонітору	10 В/м
Напруженість магнітної складової електромагнітного поля на відстані 50 см від поверхні відеомонітору	0,3 А/м
Напруженість електростатичного поля не повинна перевищувати:	для дорослих користувачів 20кВ/м для дітей 15кВ/м

З метою зменшення впливу на працівника електромагнітного випромінювання слід оптимально розміщувати технологічне устаткування,

дотримуватися гігієнічно-обґрунтованих режимів праці та відпочинку та по можливості зменшувати час перебування у зоні опромінення.

2.4.3 Розрахунок коефіцієнта протирадіаційного захисту приміщення підвального поверху

Надзвичайні ситуації класифікуються за характером походження, ступенем поширення, розміром людських втрат та матеріальних збитків.

Залежно від характеру походження подій, що можуть зумовити виникнення надзвичайних ситуацій на території України, визначаються такі види надзвичайних ситуацій:

- 1) техногенного характеру;
- 2) природного характеру;
- 3) соціальні;
- 4) воєнні.

Залежно від обсягів заподіяних надзвичайною ситуацією наслідків, обсягів технічних і матеріальних ресурсів, необхідних для їх ліквідації, визначаються такі рівні надзвичайних ситуацій:

- 1) державний;
- 2) регіональний;
- 3) місцевий;
- 4) об'єктовий.[1]

Об'єктом дослідження магістерської роботи є водопропускні споруди тунельного типу для дорожнього господарства . Враховуючи специфіку об'єкта і можливі природні надзвичайні ситуації надалі доцільно розглянути організацію захисту населення і територій при загрозі виникнення надзвичайної ситуації – прориви гребель (дамб, шлюзів тощо) з утворенням проривної повені.

До факторів ураження, що виникають або можуть виникнути в даній надзвичайній ситуації можна віднести такі:

- потік води;

- падаючі дерева, конструкції;
- уламки дерев, конструкцій та інших уламків і сміття, що несуться потоком;
- події на об'єктах господарювання;
- пониження температури середовища;
- розмивання берегів;
- рознесення отруйних речовин, сміття, могильників;
- поширення інфекційних хвороб;
- фактори інших подій, що стали наслідком даної надзвичайної ситуації.

Заходи, що можуть бути проведені з метою зменшення або усунення наслідків надзвичайної ситуації та захисту населення:

- оповіщення населення про ситуацію, що сталась, та заходи, що будуть вжиті, надання попередніх інструкцій щодо поведінки та подальших дій у даній ситуації;
- надання першої медичної та інших видів допомоги потерпілим, в разі потреби госпіталізація;
- евакуація населення;
- перенаправлення потоків води;
- укріплення нестійких споруд, дерев або їх руйнування та обрізання;
- забезпечення населення плавзасобами та пошук потерпілих на затоплених територіях;
- усунення наслідків аварій та інших подій на об'єктах господарювання;
- надання населенню медикаментів питної води та продуктів;
- відновлення конструкцій, руйнування яких стало причиною затоплення.

Правила поведінки населення в даній ситуації:

- повідомлення служб цивільного захисту про вторинні події у НС;
- за можливості надавати допомогу потерпілим;
- вимкнути в приміщеннях та будівлях електрику та газ, зібрати речі першої необхідності та піднятись на підвищення або пройти в місця евакуації;
- не втручатися в роботу підрозділів цивільного захисту без узгодження дій;
- не наближатись до нестійких споруд, обірваних ліній електропередачі та зруйнованих трубопроводів і мереж.

2.5 Висновок по технічній частині

За результатами виконаних аналітичних розрахунків за методикою [9], підпункту 2.2 [10] та скінчено-елементного моделювання водопропускної споруди після капітального ремонту виявлено, що прийняті в проекті рішення прогонових конструкцій мостової автомобільної дороги загального користування, забезпечують подальшу надійну експлуатацію споруди протягом встановленого проектом терміну.

1. Найбільш не вигідним з точки зору загальної міцності і жорсткості споруди, як конструкції в цілому, є завантаження проїзної частини тимчасовим навантаженням А-11 (три умовних візки на поперечнику). Найбільш не вигідним для роботи окремих конструкцій споруди є завантаження проїзної частини тимчасовим навантаженням НК-80.

2. Розрахунками встановлено, що при проектному армуванні (верхнє армування вздовж коротшого розміру кришки з арматурних дротів діаметром не нижче 16 мм класу А-III (А400), улаштованих з кроком не більше 200 мм) міцність нормальних перерізів кришки тунелю достатня. Коефіцієнт використання не більше 0,725 ... 0,73 (по розтягнутій верхній арматурі поблизу стінок).

3. При заданому проектному армуванні (нижнє повздовжнє армування – драти класу А-III (А400) діаметром 20 мм, що улаштовані з кроком 100 мм)

міцність перехідної (під'їзної) плити, навіть за умови вимивання з-під неї ґрунту основи, буде забезпечена. Коефіцієнт використання нормальних перерізів плити не більше 0,86 ... 0,94 (по розтягнутій пролітній арматурі). Коефіцієнт використання похилих перерізів плити не більше 0,9 (по поперечному армуванню поблизу лежневої опори та консолі).

4. При заданому проектному армуванні консолі (верхнє армування зі стрижнів діаметром 16 мм класу А-ІІІ (А400), поперечне армування – діаметром 12 мм класу А-І (А240), улаштованих з кроком 100 мм, міцність консолі на сприйняття проектних навантажень достатня. Коефіцієнт використання нормальних перерізів консолі не більше 0,5 (по розтягнутій верхній арматурі). Коефіцієнт використання похилих перерізів консолі не більше 0,3 (по поперечному армуванню).

5. Армування стінок тунелю плоскими сітками з вертикальних дротів діаметром 16 мм та горизонтальних – діаметром 12 мм класу А-ІІІ (А400), улаштованих з кроком 200 мм в обох напрямках забезпечує міцність стінок.

6. В результаті аналітичного розрахунку фундаментів споруди встановлено, що проектні розміри підшви тунелю забезпечують надійність споруди та її основ за 1 та 2 групою граничних станів.

Обґрунтовано методи потокової організації будівництва об'єкта, та розраховано тривалість потоків. Запроектовано календарний план виконання робіт з графіками виробництва робіт, графіком руху робочих кадрів, графіком роботи будівельних машин і механізмів.

3 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Кошторисна документація складена із застосуванням таких джерел інформації:

Будівельні роботи. ДСТУ Б Д.2.2 – 2012;

Автомобільні дороги та мости СОУ 42.1-37641918-035:2018, СОУ 42.1-37641918-071:2018;

Будівельні матеріали, вироби і конструкції;

Перевезення ґрунту і сміття;

Каталог поштучних виробів, конструкцій, типових вузлів і деталей.

Вартість матеріальних ресурсів і машино – годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Мінрегіонбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатку Б до ДСТУ-Н Б Д.1.1-3-2013. При складанні інших витрат прийняті такі нарахування:

Усереднений відсотковий показник літнього подорожчання, 0,27% ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 27;

Показник ліміту коштів на утримання служби замовника 2,50% (включаючи витрати на технічний огляд), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п.44;

Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у...

Прогнозний рівень інфляції першого року будівництва становить коефіцієнт 1,120, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16;

Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку становить 16,10 грн./люд.-г, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16

Загальна кошторисна трудомісткість – 4,85006 тис. люд.-г.

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах – 4,273 тис. люд.-г.

Загальна кошторисна заробітна плата – 303,383 тис. грн.

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості (при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г. та розряді робіт 3,8) 9954,78 грн.

Всього за зведеним кошторисним розрахунком – 4459,757 тис. грн., у тому числі:

Будівельні роботи – 2997,184 тис. грн;

Інші витрати – 719,280 тис. грн;

Податок на додану вартість – 743,293 тис. грн.

кошторисний розрахунок №П130

1. Вихідні дані

п.1.1 Показник розміру кошторисного прибутку, грн./люд.-г:

ПКТ=16,1;

п.1.2. Загальна кошторисна трудомісткість, тис. люд.-г:

П73=4,85006;

п.1.3. Загальна трудомісткість у виготовленні ресурсів власними силами, тис. люд-год.:

П731И=0;

п.1.4. Прямі витрати по об'єктах глав 1-9, тис. грн.

П21=2644,715;

п.1.5. Загальновиробничі витрати – всього тис. грн.

П744=143,182;

2. Розрахунок

п.2.1. Сумарний розмір кошторисного прибутку:

= п.1.1 X (п.1.2 + п.1.3) X ИНП130 = 16,1 X (4,85006 + 0) X 1 = 78,086;

п.2.2. Сумарна вартість прямих і загальновиробничих витрат, тис. грн

= п1.4 + п1.5 = 2644,715 + 143,182 = 2787,897;

п.2.3. Контрольне максимально – допустиме значення прибутку (15% від вартості прямих і загальновиробничих витрат будівництва), тис. грн

$$= \text{п}2.2 \times 0,15 = 2787,897 \times 0,15 = 418,18455;$$

п.2.4. Співвідношення кошторисного прибутку від трудовитрат з контрольним максимально допустимим значенням прибутку

$$= \text{п}2.1 : \text{п}2.3 = 78,086 : 418,18455 = 0,186726172;$$

п.2.5. Параметр, керуючий вибором числового значення прибутку

$$= \text{Ц}(\text{п}2.4) = \text{Ц}(0,186726172) = 0;$$

п.2.6. Сумарний кошторисний прибуток, прийнятий до розрахунку, тис. грн

$$= \text{п}2.1 \times \text{W}(\text{п}2.5) + \text{п}2.3 \times \text{V}(\text{п}2.5) = 78,086 \times \text{W}(0) + 418,18455 \times \text{V}(0) = 78,086;$$

Для визначення кошторисної вартості складаємо інвесторську кошторисну документацію:

Локальні кошториси на підготовчі роботи та земляні роботи (таблиця 3.2,3.3),

Об'єктний кошторис (таблиця 3.4),

Зведені кошторисні розрахунки (ЗКР) (таблиці 3.1).

3.2 Висновки до розділу по економічній частині

Орієнтований обсяг витрат (тис.грн.) для реалізації інвестиційного проекту. Загальна кошторисна вартість будівництва - 4459,757 тис.грн.

Вплив реалізації інвестиційного проекту на навколишнє природне середовище. Будівництво об'єкту не матиме негативного впливу на навколишнє середовище.

ВИСНОВКИ

Виходячи з результатів узагальнення інженерного досвіду з проектування водопропускних споруд можна зробити такі висновки:

Розглянуто основні особливості проектування водопропускних споруд. Також виконано узагальнення навантажень та впливів на водопропускні споруди, які необхідно розглянути при проектуванні.

Класифіковано такі види конструктивних реалізацій водопропускних споруд – в залежності від умов будівництва: споруджувані на рівнинній місцевості і споруджувані на узгір'ях; за видом матеріалу: кам'яні, бетонні, залізобетонні, металеві, дерев'яні, полімерні; за формою поперечного перерізу: круглі, прямокутні, овоїдальні та склепінчасті труби; за кількістю очок в перетині труби: однопроточні, двопроточні, багатопроточні; по роботі поперечного перерізу: безнапірні, напівнапірні, напірні; за несучою здатністю: відповідає розрахунковій висоті засипки ґрунтом, яка дорівнює 2,0 м, 4,0 м, та при висоті 6,0 м. На режим роботи труби впливають вхідні та вихідні оголовки. Вхідні оголовки діляться на: обтікаючі (характеризуються або підвищенням, або сходженням вхідної ланки); необтікаючі (розтрубні, порталні та комірні). Порталні, складаються з вертикальної стінки, що перпендикулярна до осі труби; коридорні, з паралельними стінками постійної висоти і розвернуті на початку оголовка; розтрубні, з відкосними крилами змінної висоти, які розходяться від осі труби; комірні, зі зрізаною паралельно відкосу кінцевою ланкою труби; оголовок, що обтікається, у вигляді виступаючого з насипу усіченого конусу з плоскою п'ятою, які називаються конічними оголовками. Найкращі умови протікання води забезпечують розтрубні оголовки у поєднанні з конічною або підвищеною вхідною ланкою.

Досліджено, що дефектами, які найбільш часто виникають в процесі експлуатації водопропускних споруд є: тріщини, відколи і ерозія бетону, корозія арматури, велика кількість ділянок з відшаруванням захисного шару бетону, оголення арматури. Встановлено, що найбільш широко поширені випадки

комплексних пошкоджень водопропускних труб, що поєднують розсунення і осідання ланок труби з розвитком нерівномірності осідання дорожнього покриття. Осідання і розсунення ланок сприяє розкриттю стикових швів елементів водопропускних труб, активній фільтрації води в насип, вимивання ґрунту насипу і основи, що в комплексі може призвести до руйнування споруди.

На сьогоднішній час існує декілька основних варіантів по ремонту водопропускних споруд. Як правило, ремонт водопропускних трубопроводів виконується безкотлованим методом. Тобто, ремонтні роботи проводяться без відкопування труби з котловану. Котлований метод використовується набагато рідше — в тих випадках, коли необхідна повна заміна трубопроводу. Основні варіанти ремонту водопропускних споруд: санація, технологія SPR, релайнінг. В світі існує безліч технологій по ремонту водопропускних труб, однак найбільш популярних і ефективних, перевірених часом способів всього кілька і їх застосовують практично в усьому світі.

За результатами виконаних аналітичних розрахунків за методикою [9], підпункту 2.2 [10] та скінчено-елементного моделювання водопропускної споруди після капітального ремонту виявлено, що прийняті в проєкті рішення прогонових конструкцій мостової автомобільної дороги загального користування, забезпечують подальшу надійну експлуатацію споруди протягом встановленого проєктом терміну.

1. Найбільш не вигідним з точки зору загальної міцності і жорсткості споруди, як конструкції в цілому, є завантаження проїзної частини тимчасовим навантаженням А-11 (три умовних візки на поперечнику). Найбільш не вигідним для роботи окремих конструкцій споруди є завантаження проїзної частини тимчасовим навантаженням НК-80.

2. Розрахунками встановлено, що при проєктному армуванні (верхнє армування вздовж коротшого розміру кришки з арматурних дротів діаметром не нижче 16 мм класу А-III (А400), улаштованих з кроком не більше 200 мм) міцність нормальних перерізів кришки тунелю достатня. Коефіцієнт

використання не більше 0,725 ... 0,73 (по розтягнутій верхній арматурі поблизу стінок).

3. При заданому проектному армуванні (нижнє повздовжнє армування – дроти класу А-III (А400) діаметром 20 мм, що улаштовані з кроком 100 мм) міцність перехідної (під'їзної) плити, навіть за умови вимивання з-під неї ґрунту основи, буде забезпечена. Коефіцієнт використання нормальних перерізів плити не більше 0,86 ... 0,94 (по розтягнутій пролітній арматурі). Коефіцієнт використання похилих перерізів плити не більше 0,9 (по поперечному армуванню поблизу лежневої опори та консолі).

4. При заданому проектному армуванні консолі (верхнє армування зі стрижнів діаметром 16 мм класу А-III (А400), поперечне армування – діаметром 12 мм класу А-I (А240), улаштованих з кроком 100 мм, міцність консолі на сприйняття проектних навантажень достатня. Коефіцієнт використання нормальних перерізів консолі не більше 0,5 (по розтягнутій верхній арматурі). Коефіцієнт використання похилих перерізів консолі не більше 0,3 (по поперечному армуванню).

5. Армування стінок тунелю плоскими сітками з вертикальних дротів діаметром 16 мм та горизонтальних – діаметром 12 мм класу А-III (А400), улаштованих з кроком 200 мм в обох напрямках забезпечує міцність стінок.

6. В результаті аналітичного розрахунку фундаментів споруди встановлено, що проектні розміри підшви тунелю забезпечують надійність споруди та її основ за 1 та 2 групою граничних станів.

Обґрунтовано методи потокової організації будівництва об'єкта, та розраховано тривалість потоків. Запроектовано календарний план виконання робіт з графіками виробництва робіт, графіком руху робочих кадрів, графіком роботи будівельних машин і механізмів.

Обґрунтовано методи потокової організації будівництва об'єкта, та розраховано тривалість потоків. Запроектовано календарний план виконання робіт з графіками виробництва робіт, графіком руху робочих кадрів, графіком роботи будівельних машин і механізмів.

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАНЬ

1. Szkoła św. Anny we Lwowie // Czasopismo techniczne. Organ towarzystwa Politechnicznego. Lwów, 10. grudnia 1890. - S. 23-25.
2. Всеобщая история архитектуры: В 12т./ Н.В. Баранов, А.В. Бунин, В.Е. Быков, Ю.С. Яралов. – М: Изд. литературы по строительству, 1973. – 887 с.
3. Евсина Н.А. Прогрессивные традиции в архитектуре русских учебных зданий эпохи классицизма: автореф. дис. на получение науч. степени канд. арх. наук : спец. 18.00.01 “Теория и история архитектуры, реставрация и реконструкция историко-архитектурного наследия” / Н.А. Евсина. – К., 1964. – 21 с.
4. Andrew Gulliford. America's Country Schools / A. Gulliford. - Washington, D.C., 1990. - 296 p.
5. Лихачев Д.С. Поэзия садов. К семантике садово-парковых стилів / Д.С. Лихачев. – М.: Наука, 1982. – 340 с.
6. Robert Maxwell. James Stirling, Michael Wilford. Basel, Berlin, Boston: Birkhauser, 1998.-P. 207.
7. Mary Mitchell. Family and Youth Center Bronx, New York. By Clifford Pearson / M. Mitchell // Architectural Record A publication of the MCGRAW-Hill companies, 1997. - Vol. 12. -P. 70-71.
8. Kikino Elementary School, Kikino, Alberta // The Canadian Architect. - December 1986.-Vol. 31.-P. 12-15.
9. ДБН В.2.6-31:2016. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель : на зміну ДБН В.2.6-31:2006 : чинний з 2007-04-01. – К. : Мінрегіонбуд. України, 2017. – 31 с.
10. Казаков Г.В. Принципы совершенствования гелиоархитектуры / Г.В. Казаков. – Львів: Світоч, 1990. – 152 с.
11. Шулдан Л. Сади на штучних основах як засіб гармонізації міського середовища та просторів громадських і, серед них, навчальних будівель і споруд

/ Л. Шулдан // Традиції та новації у вищій архітектурно-художній освіті. - Харків: ХДАДМ, 2005. - № 4, 5. - С. 51-58.

12. Петрик О.І. Медико-біологічні та психолого-педагогічні основи здорового способу життя / О.І. Петрик. – Львів: Світ, 1993. – 120 с.

13. ДБН В.2.2-3:2018. Заклади освіти Будинки і споруди- [Чинний від 2018-09-01] – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 90 с. – (Державні будівельні норми України).

14. Державні санітарні правила і норми влаштування, утримання загальноосвітніх навчальних закладів та організації навчально-виховного процесу: ДСанПіН 5.5.2.008-01. - [Чинний від 2001-08-14] – К.: Головний державний санітарний лікар України, 2001. – 56 с. – (Державні будівельні норми України).

15. Двухкамерные стеклопакеты (стандартные и энергосберегающие) [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://nps.net.ua/steklopakety/two-chamber-glass.html>

16. Гарнага Вікторія Леонідівна. Необхідність проведення енергоефективних заходів в будівлях шкіл/Гарнага В.Л., Драчук В.О. // Містобудування та територіальне планування – 2013–№49–С.110-113

17. Саймондс Д.О. Ландшафт и архітектура / Саймондс Д.О. – Москва, 1965 – 260 с.

18. Титова Н. Сады на крыше: прошлое, настоящее и будущее / Н. Титова. – Донецк: Издательство АСТ, 2004 г. – 280 с.

19. Стеклоизол. [Електронний ресурс]. Режим доступу: http://www.tn.ru/catalogue/krovelnye_rulonnye/stekloizol/

20. Шпак Н.А. Цветник на крыше / Н.А. Шпак. – Донецк: Издательство АСТ, 2004 г. – 110 с.

21. Розрахунок економії. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://rayduga-energy.com/calculation/>

22. Проскуряков Віктор Іванович. Архітектура шкільних будівель. Принципи удосконалення з урахуванням енергозаощаджування: навч. посіб.

23. Коридорный тип [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://www.raized.ru/gorodskie-zdaniya/koridorniy-tip.html>.

24. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2016 - [Чинний від 2007-04-1] – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 65 с. – (Державні будівельні норми України).

25. Технічний звіт за результатами обстеження, дослідження матеріалів, конструкцій та ґрунтів під фундаментами будівлі СЗОШ №6 по вул. Червоноармійська 12 в м. Вінниця: Вінницький національний технічний університет – 2004 р.

26. ДБН В.2.6-33: 2008 Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування та експлуатації. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 24 с.

27. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : чинний з 2011-07-01. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 71 с.

28. ДБН В.2.6-160:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : чинний з 2011-09-01. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 55 с.

29. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд : на зміну ДБН В.2.6-14-97 : чинний з 2018-01-01. – К.: Мінрегіон. розв. буд-ва та ЖКГ України, 2017. – 43 с.

30. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни “Організація будівництва” для студентів спеціальності: 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” всіх форм навчання/ Укл. В.В. Яцун, канд. техн. наук, О.В. Лізунков, Г.А. Попов, С.О. Карпушин.– Кіровоград, КДТУ, 2000. 59 с.

31. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни “Організація будівництва” частина III “Довідкові дані” для студентів спеціальності: 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” всіх форм навчання/ Укл. В.В. Яцун, канд. техн. наук, О.В. Лізунков, Г.А. Попов, С.О. Карпушин.– Кіровоград, КДТУ, 2000. 80 с.

32. Методичні вказівки до розробки економічної частини дипломного проекту та проектів організації будівництва для студентів спеціальності: 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” всіх форм навчання/ Укл. І.В. Харченко, В.В. Яцун.– Кіровоград: КДТУ, 2001.–29 с.

33. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірники 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 (ДБН Д.2.2 – 1...15 – 99). Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України (Держбуд України). Київ, 2000.

34. Поточні одиничні розцінки до ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ПОР). Видавництво ЦМДБ НВО “Созидатель”, Дніпропетровськ, 2001.

35. Пугач В.П., Люлька Г.С. Охорона праці в будівництві: Навчальний посібник.– Х.: “Рубікон”, 2008.– 304 с.: 19 іл.

36. Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проектів інженерно-будівельних спеціальностей: Навчальний посібник.– Київ: Основа, 2000.–336 с.

37. ДБН В.2.1.1-2002.- Противопожарные нормы Миценко І.М., Мезенцева О.М., Цивільна оборона: Навчальний посібник - Чернівці: Книги – XXI, 2004. – 404 с.

ДОДАТКИ

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

ЗАТВЕРДЖЕНО

Завідувач кафедри БМГА,

к.т.н., доц. _____ В. В. Швець

**ТЕХНІЧНЕ ЗАВДАННЯ
НА НАУКОВО-ДОСЛІДНУ РОБОТУ**

***«Монолітні водопропускні споруди тунельного
типу для дорожнього господарства».***

ПОГОДЖЕНО

Керівник МКР,

к.т.н., доц. _____ В. О. Попов

Відповідальний виконавець, магістрант
_____ Андрощук О. О.

Вінниця 2021

1. Підстава для виконання роботи

Робота проводиться на підставі наказу ВНТУ від 09 . 03 2021 року № 64

Дата початку роботи - 03.02.2021 р.

Дата закінчення роботи - 30.05.2021 р.

2. Мета і призначення НДР

Актуальність теми. Водопрпускні споруди є дорожніми інженерними спорудами, що служать, в основному, для пропуску водяних потоків. Оскільки цей вид споруд є дуже важливою ланкою дорожнього господарства, виведення їх з експлуатації, як правило, призводить до порушення циклу водовідведення і призводить до погіршення або унеможливлення руху транспортних засобів. Нажаль, технічний стан більшості водопрпускних споруд, що знаходяться у державній та приватній власності України, на даний час, не придатний до нормальної експлуатації через дефекти конструкцій, які виникли в основному через порушення умов експлуатації, практично повна відсутність технічного нагляду, недооцінкою важливості проведення технічних діагностичних заходів. Це, в свою чергу, вимагає проведення заходів щодо їх реконструкції та оптимізації, у тому числі, невідкладних протиаварійних робіт, пов'язаних з відновленням цілісності споруди.

Тому доцільним і актуальним є подальший пошук раціональних конструктивних рішень водопрпускних споруд, оптимізація моделей, що описують їх напружено-деформований стан, розробка та удосконалення методик оптимального проектування таких споруд.

В даній роботі узагальнено інженерний досвід з проектування монолітних водопрпускних споруд, розглянуто моделі напружено-деформованого стану водопрпускних споруд.

Мета дослідження полягає у теоретичному дослідженні раціональних будівельних конструкцій монолітних водопрпускних споруд, оптимізації їх

конструктивних параметрів на основі удосконалення існуючих моделей напружено-деформованого стану.

Для досягнення мети необхідним є розв'язання послідовних задач:

- Проаналізувати сучасну нормативну документацію з проектування водопропускних споруд.

- Виконати ґрунтовне узагальнення сучасного світового інженерного досвіду з проектування цих споруд.

- Виявити основні недоліки у конструкціях водопропускних споруд.

- Розробити скінченно - елементну модель напружено-деформованого стану водопропускної споруди.

- Розробити конструктивні заходи з підвищення довговічності та надійності монолітних водопропускних споруд.

Об'єктом досліджень є монолітні водопропускні споруди тунельного типу.

Предметом досліджень є напружено - деформований стан монолітних водопропускних споруд тунельного типу.

Методи дослідження.

Застосовані відомі методи класичної будівельної механіки, опору матеріалів та методу скінчених елементів для дослідження моделей напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, а також, методи математичного та статистичного аналізу для оптимізації моделей та узагальнення результатів розрахунків.

Наукова новизна отриманих результатів.

- на основі аналізу різних конструктивних схем водопропускних споруд, була прийнята найбільш раціональна

- дослідження дістало подальший розвиток та інтерпретацію в життя

Практичне значення роботи:

- Виконано огляд існуючих на цей час конструкцій монолітних водопропускних споруд та аналіз типових інженерних пропозицій щодо раціонального конструювання водопропускних споруд.

- Розроблено інженерну методику, яка дозволяє підібрати оптимальні співвідношення геометричних параметрів монолітних водопропускних споруд тунельного типу.

- Результати досліджень можуть бути впроваджені у практичній інженерній діяльності під час розробки проектів зі зведення нових чи реконструкції існуючих водопропускних споруд.

Особистий внесок магістранта.

Магістрантом проведено аналіз конструктивних схем водопропускних споруд, виконано теоретичні дослідження конструкцій. Магістрантом також розроблені моделі напружено-деформованого стану водопропускних споруд, отримані відповідні чисельні результати, виконано їх системний та науковий аналіз. На основі цих результатів розроблені прикладні рекомендації з раціоналізації конструкцій споруд.

3. Вихідні дані для проведення НДР

Науково-дослідна робота проводилась вперше.

Існуюча водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка-Суха Долина в межах Вінницької області, розташована поблизу с. Джугастра Крижопільського району Вінницької області, складається з 2-х частин, що з'єднані між собою, та є системою водовідведення з дороги та ділянки поблизу селищної ради. Водопропускна споруда орієнтована прямолінійно зі сходу на захід, під невеликим кутом в бік південного напрямку поблизу північного торцевого фасаду будівлі селищної ради під дорожнім покриттям дороги та площі. Кут перетину осі водопропускної споруди та осі дороги місцевого значення С-02-09-04 ~ 77°.

Судячи з переказу представників селищної ради с. Джугастра водопропускна споруда була реконструйована в середині 80-х років ХХ сторіччя. Суть реконструкції полягала в тому, що до існуючої водопропускної споруди у вигляді

бутобетонного тунелю, збудованого ще у ХІХ сторіччі, для відводу води від панського маєтку довжиною близько 15 м, прокладеного під дорожнім полотном, з допомогою бетонної труби довжиною близько 5 м було приєднано дощоприймальний колодязь №2, до якого, в свою чергу, з допомогою системи бетонних труб загальною довжиною 21,09 м було приєднано додатковий дощоприймальний колодязь №1, розташований поблизу схилу. Територія між дорогою, сільрадою та схилом під час реконструкції була спланована з ухилом до дощоприймальних колодязів №1 та № 2, засипанням трамбованого ґрунту та заасфальтована.

Дані про проектну організацію, що виконувала реконструкцію дороги, а також відомості про проведення поточних та капітальних ремонтів споруди відсутні.

Час виконання реконструкції зі слів голови селищної ради с. Джугастра – 1985 – 1987 р.р.

Замовником надано облікову картку водопропускної споруди за № 101 від 04.01.1981. Іншої технічної документації на водопропускну споруду Замовником не надано. В архіві селищної ради с. Джугастра відомостей про будівництво та капітальний ремонт споруди не зберіглося.

Під час проведення НДР були використані матеріали таких публікацій:

1. Szkoła św. Anny we Lwowie // Czasopismo techniczne. Organ towarzystwa Politechnicznego. Lwów, 10. grudnia 1890. - S. 23-25.
2. Всеобщая история архитектуры: В 12т./ Н.В. Баранов, А.В. Бунин, В.Е., Быков, Ю.С. Яралов. – М: Изд. литературы по строительству, 1973. – 887 с.
3. Евсина Н.А. Прогрессивные традиции в архитектуре русских учебных зданий эпохи классицизма: автореф. дис. на получение науч. степени канд. арх. наук : спец. 18.00.01 “Теория и история архитектуры, реставрация и реконструкция историко-архитектурного наследия” / Н.А. Евсина. – К., 1964. – 21 с.
4. Andrew Gulliford. America's Country Schools / A. Gulliford. - Washington, D.C., 1990. - 296 p.
5. Лихачев Д.С. Поэзия садов. К семантике садово-парковых стилів / Д.С. Лихачев. – М.: Наука, 1982. – 340 с.
6. Robert Maxwell. James Stirling, Michael Wilford. Basel, Berlin, Boston: Birkhauser, 1998.-P. 207.
7. Mary Mitchell. Family and Youth Center Bronx, New York. By Clifford Pearson / M. Mitchell // Architectural Record A publication of the MCGRAW-Hill companies, 1997. - Vol. 12. -P. 70-71.
8. Kikino Elementary School, Kikino, Alberta // The Canadian Architect. - December 1986.-Vol. 31.-P. 12-15.
9. ДБН В.2.6-31:2016. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель : на зміну ДБН В.2.6-31:2006 : чинний з 2007-04-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2017. – 31 с.
10. Казаков Г.В. Принципы совершенствования гелиоархитектуры / Г.В. Казаков. – Львів: Світоч, 1990. – 152 с.
11. Шулдан Л. Сади на штучних основах як засіб гармонізації міського середовища та просторів громадських і, серед них, навчальних будівель і споруд 110/ Л. Шулдан // Традиції та новації у вищій архітектурно-художній освіті. - Харків: ХДАДМ, 2005. - № 4, 5. -С. 51-58.
12. Петрик О.І. Медико-біологічні та психолого-педагогічні основи здорового способу життя / О.І. Петрик. – Львів: Світ, 1993. – 120 с.
13. ДБН В.2.2-3:2018. Заклади освіти Будинки і споруди- [Чинний від 2018-09-01] – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 90 с. – (Державні будівельні норми України).
14. Державні санітарні правила і норми влаштування, утримання загальноосвітніх навчальних закладів та організації навчально-виховного процесу: ДСанПіН 5.5.2.008-01. - [Чинний від 2001-08-14] – К.: Головний державний санітарний лікар України, 2001. – 56 с. – (Державні будівельні норми України).
15. Двухкамерные стеклопакеты (стандартные и энергосберегающие) [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://nps.net.ua/steklopakety/two-chamberglass.html>

16. Гарнага Вікторія Леонідівна. Необхідність проведення енергоефективних заходів в будівлях шкіл/Гарнага В.Л., Драчук В.О. //Містобудування та територіальне планування – 2013–№49–С.110-113

17. Саймондс Д.О. Ландшафт и архітектура / Саймондс Д.О. – Москва, 1965 – 260 с. Титова Н. Сады на крыше: прошлое, настоящее и будущее / Н. Титова. – Донецк: Издательство АСТ, 2004 г. – 280 с.

18. Стеклоизол. [Електронний ресурс]. Режим доступу: http://www.tn.ru/catalogue/krovelnye_rulonnye/stekloizol/

19. Шпак Н.А. Цветник на крыше / Н.А. Шпак. – Донецк: Издательство АСТ, 2004 г. – 110 с.

20. Розрахунок економії. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://rayduga-energy.com/calculation/>

4. Виконавці НДР

Організація – виконавець – кафедра БМГА ВНТУ.

Відповідальний виконавець - магістрант Андрощук О. О.

5. Вимоги до виконання НДР

У процесі виконання НДР слід використовувати програмні комплекси, які реалізують методи числового аналізу, що пройшли сертифікацію.

Вимоги нормативних матеріалів ДБН та ДСТУ до розробки проектної документації діючих в державі та результати передового світового досвіду.

6. Етапи НДР і терміни її виконання

Етап	Назва та зміст етапу	Терміни виконання		Очікувані результати	Звітна документація
		початок	закінчення		
1	Огляд літературних джерел та їх аналіз	01.01.2021	06.02.2021	Визначення ступеню вивченості проблеми	Текст ПЗ МКР
2	Оцінка відповідності конструктивного рішення нормативним документам з позицій енергоефективності	03.02.2021	12.03.2021	Оцінити прийнятність варіанту конструктивних рішень для досягнення ефективного використання теплових ресурсів.	Текст ПЗ МКР, плакати

3	Аналіз можливого впливу параметрів теплопровідності несучих та захисних конструкцій для досягнення однорідності теплового опору та виключення «містків холоду».	12.03.2021	25.03.2021	На основі аналізу існуючого інженерного досвіду та накопиченого досвіду власного, запропонувати ефективне зовнішнє стінове огородження.	Текст ПЗ МКР, плакати
4	На основі вдосконаленого варіанту запропонованого стінового огородження внести зміни в конструктивні рішення будівлі.	20.03.2021	03.04.2021	Пропозиції з розробки та прийняття конструктивних рішень, які дозволять забезпечити мінімум необхідних енергетичних ресурсів для комфортного перебування в будівлі	Текст ПЗ МКР, плакати
5	Виконати аналіз та порівняння можливих традиційних варіантів джерел теплової енергії та варіантів з ВДЕ	25.03.2021	03.04.2021	На основі порівняльного аналізу запропонувати найефективніші варіанти джерел теплової енергії	Текст ПЗ МКР, плакати
6	Виконати техніко-економічне порівняння розглянутих варіантів конструктивного рішення в комплексі з джерелами енергетичних ресурсів.	03.04.2021	02.05.2021	ТЕО розглянутих варіантів, висновки по дослідній частині роботи	Текст ПЗ МКР, плакати

7. Очікувані результати та порядок реалізації НДР

Результати НДР можуть бути використані:

- проектно-конструкторськими організаціями при проектуванні індивідуальних житлових будівель з близьким до нуля споживанням енергетичних ресурсів.
- в навчальному процесі при підготовці інженерів будівельників.

8. Матеріали, які подаються під час закінчення НДР та її етапів

Текст пояснювальної записки МКР та ілюстраційний матеріал у вигляді плакатів.

Підготовлені статі і доповіді на науково-технічні конференції.

9. Порядок приймання НДР та її етапів

Подання результатів кожного етапу на розгляд наукового керівника.

Представлення остаточної редакції МКР на розгляд зав. кафедри БМГА та опонента.

Захист МКР на засіданні ДЕК.

10. Вимоги до розроблення документації

Звітна документація повинна містити: результати огляду літературних джерел, аналіз одержаних результатів, визначення економічного ефекту від впровадження результатів дослідження.

11. Вимоги щодо технічного захисту інформації з обмеженим доступом

У зв'язку з тим, що інформація не є конфіденційною, заходи з її технічного захисту не передбачаються.

(назва організації що затверджує)

Затверджено

Заведений кошторисний розрахунок у сумі 4459,757 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 11,703 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " _____ 20__ р.

Таблиця 3.1 - ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №

**Капітальний ремонт водопропускної споруди на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04
Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області**

Складений в поточних цінах станом на 4 вересня 2020 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів Інженерно – транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис. грн			
			Будівельних робіт	Устаткування меблів та інвентарю	Інших витрат	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	1-1	Глава 1. Підготовка території будівництва Підготовчі роботи	93,941	-	-	93,941
		Разом по главі 1:	93,941	-	-	93,941
2	3-1	Глава 3. Об'єкти підсобного обслуговуючого призначення Водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області	2649,215	-	-	2649,215
		Разом по главі 3:	2649,215	-	-	2649,215

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7
3	7-1	Глава 7. Благоустрій та озеленення території Облаштування та обстановка дороги	11,263	-	-	11,263
		Разом по главі 7:	11,263	-	-	11,263
		Разом по главах 1-7:	2754,419	-	-	2754,419
4	8-1	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Тимчасові будівлі та споруди	33,478	-	-	33,478
		Разом по главі 8:	33,478	-	-	33,478
		Разом по главах 1-8:	2787,897	-	-	2787,897
5	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 27	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у літній період	7,527	-	-	7,527
6	Розрахунок N П-929	Кошти на відрядження працівників будівельних організацій на об'єкт будівництва	-	-	45,540	45,540
7	Розрахунок N П-94	Кошти на перевезення працівників будівельних організацій автомобільним транспортом	-	-	161,630	161,630
		Разом по главі 9:	7,527	-	207,170	214,697
		Разом по главах 1-9:	2795,424	-	207,170	3002,594
8	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний огляд) (2,5 %)	-	-	75,065	75,065
9	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 50	Кошти на отримання сертифікату ДАБІ	-	-	10,106	10,106
		Разом по главі 10:	-	-	85,171	85,171
10	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Глава 12. Проектно – вишукувальні роботи та авторський нагляд Вартість робіт з технічного обстеження споруди	-	-	56,935	56,935

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7
11	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Вартість вишукувальних робіт	-	-	54,000	54,000
12	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Вартість проектних робіт	-	-	136,599	136,599
13	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 53	Вартість експертизи проектної документації	-	-	12,121	12,121
14	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 54	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	40,728	40,728
15	Розрахунок (кошторис №7)	Вартість розділу ОБНС	-	-	35,235	35,235
16	Кошторис №8	Вартість передпроектних робіт	-	-	53,823	53,823
		Разом по главі 12:	-	-	389,441	389,441
		Разом по главах 1-12:	2795,424	-	681,782	3477,206
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошторисний прибуток (П)	78,086	-	-	78,086
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)	-	-	23,862	23,862
	Розрахунок N П-131	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	55,908	-	13,636	69,544
	Розрахунок N П-145	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)	67,766	-	-	67,766
		Разом	2997,184	-	719,280	3716,464
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Податок на додану вартість	-	-	743,293	743,293
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	2997,184	-	1462,573	4459,757
		Зворотні суми	-	-	-	11,703
		у тому числі:				

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.18.1	Зворотні суми, що враховують реалізацію матеріалів та виробів у розмірі, що визначається за розрахунком	-	-	-	11,703

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

Форма № 1

Капітальний ремонт водопропускної споруди на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка – Суха Долина в межах Вінницької області В.49-12-19-К

Таблиця 3.2 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 1-1-1 на Підготовчі роботи
Підготовчі роботи

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 93,941 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,78348 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 50,469 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,7 розряд

Складений в поточних цінах станом на "4 вересня" 2020 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати праці робітників, лод.-год.		
					Всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	Всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	не зайнятих обслуговуванням машин			
									тих, що обслуговують машини			
									на одиницю	всього		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Відділ 1. Підготовчі роботи										
1	ЕН27-67-4	Розбирання дорожніх покриттів та основ асфальтобетонних	100 м3	0,5396	<u>20949,71</u> 10735,34	<u>10214,37</u> 3564,23	11304	5793	<u>5511</u> 1923	<u>203,9000</u> 59,0153	<u>110,02</u> 31,84	
2	ЕН27-67-2	Розбирання дорожніх основ щебеневи	100 м3	0,6744	<u>3269,37</u> 905,09	<u>2364,28</u> 542,90	2205	610	<u>1595</u> 366	<u>18,3700</u> 7,3821	<u>12,39</u> 4,98	
3	ДН5-6-1	Навантаження сипких матеріалів в Транспортні засоби екскаватором одноківшевим, місткість ковша 0,25 м3	100 м3	1,214	<u>1648,17</u> -	<u>1648,17</u> 543,15	2001	-	<u>2001</u> 659	<u>-</u> 8,3850	<u>-</u> 10,18	
4	С311-1-М	Перевезення сміття до 1 км	т	194	<u>7,88</u> -	<u>7,88</u> 3,24	1529	-	<u>1529</u> 629	<u>-</u> 0,0480	<u>-</u> 9,31	
5	ДН10-7-20-1	Розбирання бортових каменів	1 м	35,35	<u>20,69</u> 20,69	<u>-</u> -	731	731	<u>-</u> -	<u>0,4200</u> -	<u>14,85</u> -	
6	ДН5-6-1	Навантаження сипких матеріалів в транспортні засоби екскаватором одноківшевим (0,25 м3)	100 м3	0,0175	<u>1648,17</u> -	<u>1648,17</u> 543,15	29	-	<u>29</u> 10	<u>-</u> 8,3850	<u>-</u> 0,15	

Продовження таблиці 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	С311-7-М	Перевезення сміття до 7 км	т	1,75	<u>55,18</u>	<u>55,18</u>	97	-	<u>97</u>	-	-
					-	8,38			15	0,1240	0,22
8	Е30-16-3	Розбирання бутової кладки тунелю	100м3	0,187	<u>190439,90</u>	<u>105077,64</u>	35612	15963	<u>19649</u>	<u>1336,5000</u>	<u>249,93</u>
					85362,26	35246,63			6591	584,7932	109,36
9	ЕН27-6-2 κ=0,6	Розбирання дощоприймальних колодязів	колодязь	1	<u>909,79</u>	<u>293,99</u>	910	616	<u>294</u>	<u>11,5860</u>	<u>11,59</u>
					615,80	93,36			93	1,1973	1,2
10	Е23-4-3 κ=0,6	Розбирання залізобетонних труб діаметром 600 мм	100м	0,00511	<u>10899,45</u>	<u>4664,44</u>	56	32	<u>24</u>	<u>105,6960</u>	<u>0,54</u>
					6235,01	1494,75			8	19,0860	0,1
11	Е30-70-1 κ=0,8	Розбирання монолітних залізобетонних плит	м3	4,8	<u>878,47</u>	<u>393,34</u>	4217	2329	<u>1888</u>	<u>8,2240</u>	<u>39,48</u>
					485,13	150,95			725	1,9520	9,37
12	Е46-67-1	Різання вертикальних залізобетонних Конструкцій канатною пилкою SK-SD Set C HYDROSTRESS, глибина різання 1500 мм (залізобетонна труба діаметром 600 мм)	1 м різ.	1,9	<u>2431,34</u>	<u>402,91</u>	4620	457	<u>766</u>	<u>4,1700</u>	<u>7,92</u>
					240,28	8,80			17	0,1251	0,24
13	Е46-67-2	Виключати на кожні 10 мм зміни глибини різання вертикальних залізобетонних конструкцій канатною пилкою SK-SD Set C HYDROSTRESS (виключити 850 мм до глибини 650 мм)	1 м різ.	-1,9	<u>1205,25</u>	<u>123,19</u>	-2290	-140	<u>-234</u>	<u>1,2750</u>	<u>-2,42</u>
					73,47	2,69			-5	0,0383	-0,07
14	ДН10-1-1-1	Очищення водовідвідних каналів від бруду та сміття вручну (водопропускна споруди та дощозливний колодязь)	1м. кан.	21,4	<u>6,90</u>	-	148	148	-	<u>0,1400</u>	<u>3</u>
					6,90	-			-	-	-
15	ДН5-6-1	Навантаження сміття в транспортні засоби екскаватором однокішшевим, місткість ковша 0,25 м3	100 м3	0,286	<u>1648,17</u>	<u>1648,17</u>	471	-	<u>471</u>	-	-
					-	543,15			155	8,3850	2,4
16	С311-7-М	Перевезення сміття до 7 км	т	28,6	<u>55,18</u>	<u>55,18</u>	1578	-	<u>1578</u>	-	-
					-	8,38			240	0,1240	3,55
17	ДН10-1-8-1	Прибирання сміття на узбіччях, в смузі відводу, на укосах та розділювальній смузі	100 м2	1,05	<u>32,90</u>	<u>15,66</u>	35	18	<u>17</u>	<u>0,3500</u>	<u>0,37</u>
					17,24	6,57			7	0,1000	0,11
18	Е33-108-1 κ=0,4	Демонтаж проводів [1 провід при 20 опорах на 1 км лінії] для ВЛ 0,38 кВ за допомогою механізмів	км	1	<u>998,35</u>	<u>397,63</u>	998	601	<u>397</u>	<u>10,3040</u>	<u>10,3</u>
					600,72	92,16			92	1,2096	1,21
19	Е33-103-1 κ=0,4	Демонтаж залізобетонних одностоякових опор для ВЛ 0,38 кВ і 6-10 кВ [із траверсами]	опора	1	<u>332,23</u>	<u>220,73</u>	332	112	<u>220</u>	<u>1,9600</u>	<u>1,96</u>
					111,50	59,21			59	0,7895	0,79
20	Е33-103-1	Установлення залізобетонних одностоякових опор для ВЛ 0,38 кВ і 6-10 кВ [із траверсами] повторне використання опори)	опора	1	<u>1350,21</u>	<u>773,80</u>	1350	279	<u>774</u>	<u>4,9000</u>	<u>4,9</u>
					278,76	213,20			213	3,0222	3,02

Продовження таблиці 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
21	E33-108-1	Підвішування проводів [1 провід при 20 опорах на 1 км лінії] для ВЛ 0,38 кВ за допомогою механізмів (повторне використання кабелю)	км	1	4818,19 1501,81	3227,03 724,38	4818	1502	3227 724	25,7600 10,9274	25,76 10,93
		Разом прямі витрати по відділу 1					70751	29051	39833 12521		490,59 198,89
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. Трудовісткість в загальновиробничих витратах, люд. год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					70751 1867 41572 23190 94 8897 93941				
		Всього по відділу 1					93941				
		Разом прямі витрати по кошторису					70751	29051	39833 12521		490,59 198,89
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоустанові в загальновиробничих витратах, люд. год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Кошторисна заробітна плата, грн. Всього по кошторису					70751 1867 41572 23190 94 8897 50469 93941				
		Кошторисна трудовісткість, люд. год.					783,48				

Капітальний ремонт водопропускної споруди на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області В.49-12-19-К

Таблиця 3.3 – Локальний кошторис на будівельні роботи № 3-1-1

на Земляні роботи

Водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області

Основа:

Креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість

438,843 тис. грн.

Кошторисна трудомісткість

0,51962 тис. люд.-год.

Кошторисна заробітна плата

31,417 тис. грн.

Середній розряд робіт

2,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "4 вересня" 2020 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.			
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин			
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини	
												на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
		Відділ 1. Земляні роботи											
1	ДН1-23-108	Розробка ґрунту у котлованах екскаватором JCB JS 330, місткість ковша 1,5 м3 у відвал, ґрунт II групи	100 м3	20,13	821,08	821,08	16528	-	16528	-	-		
2	E1-164-2тех.ч. п.1.3.180 к=1,2	Доробка вручну, зачищення дна і стінок вручну з викидом ґрунту в котлованах і траншеях	100м3	0,6	15133,09	151,13	9080	9080	3042	1,9836	39,93		
3	ДН1-24-1	Засипання траншеї і котлованів бульдозером, відстань переміщення ґрунту до 5 м, ґрунт I групи	100 м3	17,65	15133,09	-	2666	-	-	-	-		
4	E1-166-1	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям	100м3	0,6	151,04	28,90	4282	4282	510	0,3575	6,31		
					7137,35	-			-	150,4500	90,27		

Продовження таблиці 3.3

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ДН1-7-1	Ущільнення земляного полотна котком Намм 3518, масою 17,82 т	1000 м3	1,765	<u>2053,78</u> -	<u>2053,78</u> 397,01	3625	-	<u>3625</u> 701	- 3,7873	- 6,68
6	ДН1-9-1	Попереднє планування площ бульдозером САТ D6 MXL при робочому ході в одному напрямку	1000 м2	0,5673	<u>132,91</u> -	<u>132,91</u> 25,43	75	-	<u>75</u> 14	- 0,3146	- 0,18
7	ДН1-9-8	Остаточне планування площ бульдозером САТ D6 MXL при робочому ході в одному напрямку	1000 м2	0,5673	<u>181,25</u> -	<u>181,25</u> 34,68	103	-	<u>103</u> 20	- 0,4290	- 0,24
8	E5-12-11	Заглиблення віброзанурювачем сталевих Шпунтових пал'ят масою понад 70 кг на глибину до 10 м	<i>m</i>	13,25	<u>1188,24</u> 393,81	<u>715,42</u> 201,79	15744	5218	<u>9479</u> 2674	<u>6,5200</u> 2,6194	<u>86,39</u> 34,71
9	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними Трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,03	<u>1823,96</u> 993,46	<u>830,50</u> 305,36	55	30	<u>25</u> 9	<u>18,3600</u> 5,1175	<u>0,55</u> 0,15
10	ДН2-8-1	Влаштування гравійно – піщаного шару основи	100 м3	0,2956	<u>68320,44</u> 141,02	<u>4242,72</u> 822,24	20196	42	<u>1254</u> 243	<u>2,5400</u> 8,8064	<u>0,75</u> 2,6
11	ДН2-5-1	Остаточне планування гравійно – піщаних основ вручну	100 м2	0,985	<u>130,38</u> 130,38	- -	128	128	- -	<u>2,3200</u> -	<u>2,29</u> -
12	ДН1-30-3	Влаштування ґрунтових підпірних стінок	100 м3	0,5	<u>4128,69</u> 275,42	<u>3731,97</u> 928,15	2064	138	<u>1866</u> 464	<u>5,0900</u> 13,2452	<u>2,55</u> 6,62
		Разом прями витрати по відділу 1					425142	18918	<u>35621</u> 7677		<u>371,3</u> 97,42
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд. год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					425142 370603 26595 13701 50,9 4822 438843				
		Всього по відділу 1					438843				
		Разом прями витрати по кошторису					425142	18918	<u>35621</u> 7677		<u>371,3</u> 97,42
		Разом будівельні роботи, грн.					425142				

Продовження таблиці 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					370603				
		всього заробітна плата, грн.					26595				
		Загальновиробничі витрати, грн.					13701				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд. год.					50,9				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					4822				
		Всього будівельні роботи, грн.					438843				

		Всього по кошторису					438843				
		Кошторисна трудоємність, люд. год.					519,62				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					31417				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Таблиця 3.4 - ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 3-1

на будівництво: Водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області

Кошторисна вартість об'єкта 2649,215 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 3,93662 тис. люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 248,082 тис. грн.
 Вимірник одиничної вартості
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 4 вересня 2020 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис. грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3-1-1	на Земляні роботи	438,843	-	438,843	0,51962	31,417	-
2	3-1-2	на Водопропускну споруду	1789,505	-	1789,505	3,21914	204,361	-
3	3-1-3	на Дорожнє покриття	420,867	-	420,867	0,19786	12,304	-
		Всього:	2649,215	-	2649,215	3,93662	248,082	-

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту)

[підпис (ініціали, прізвище)]

Начальник відділу

[підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[підпис (ініціали, прізвище)]

АКТУАЛЬ- НІСТЬ

Водопроектні споруди є дорожніми інженерними спорудами, що служать, в основному, для пропуску водяних потоків. Оскільки цей вид споруд є дуже важливою ланкою дорожнього господарства, виведення їх з експлуатації, як правило, призводить до порушення циклу водовідведення і призводить до погіршення або унеможливлення руху транспортних засобів. Нажаль, технічний стан більшості водопроектних споруд, що знаходяться у державній та приватній власності України, на даний час, не придатний до нормальної експлуатації через дефекти конструкцій, які виникли в основному через порушення умов експлуатації, практично повна відсутність технічного нагляду, недооцінкою важливості проведення технічних діагностичних заходів. Це, в свою чергу, вимагає проведення заходів щодо їх реконструкції та оптимізації, у тому числі, невідкладних протиаварійних робіт, пов'язаних з відновленням цілісності споруди.

Тому доцільним і актуальним є подальший пошук раціональних конструктивних рішень водопроектних споруд, оптимізація моделей, що описують їх напружено-деформований стан, розробка та удосконалення методик оптимального проектування таких споруд.

В даній роботі узагальнено інженерний досвід з проектування монолітних водопроектних споруд, розглянуто моделі напружено-деформованого стану водопроектних споруд.

МЕТА

Мета дослідження полягає у теоретичному дослідженні раціональних будівельних конструкцій монолітних водопроектних споруд, оптимізації їх конструктивних параметрів на основі удосконалення існуючих моделей напружено-деформованого стану.

ЗАДАЧІ

Проаналізувати сучасну нормативну документацію з проектування водопроектних споруд;

Виконати ґрунтовне узагальнення сучасного світового інженерного досвіду з проектування цих споруд;

Виявити основні недоліки у конструкціях водопроектних споруд.

Розробити скінченно - елементну модель напружено-деформованого стану водопроектної споруди.

Розробити конструктивні заходи з підвищення довговічності та надійності монолітних водопроектних споруд.

ОБ'ЄКТ

є монолітні водопроектні споруди тунельного типу

ПРЕДМЕТ

є напружено - деформований стан монолітних водопроектних споруд тунельного типу

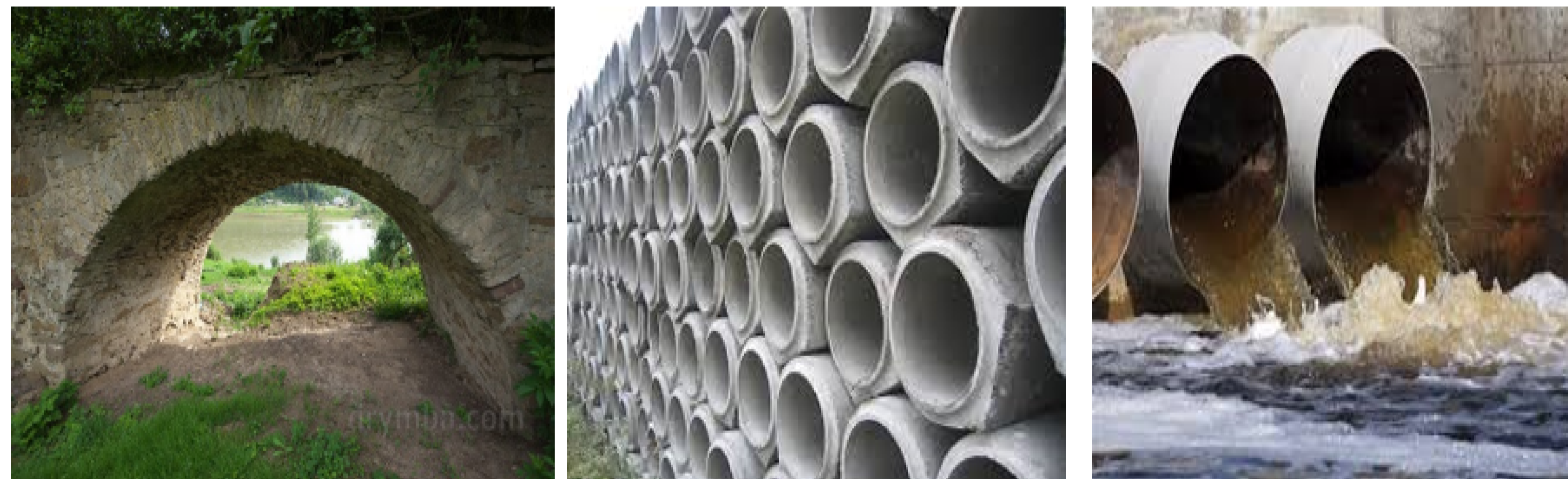
НАУКОВА НОВИЗНА

- на основі аналізу різних конструктивних схем водопроектних споруд, була прийнята найбільш раціональна
- дослідження дістало подальший розвиток та інтерпретацію в життя

Аналіз сучасного стану питання по водопропускних спорудах

За видом матеріалу водопропускні труби бувають:

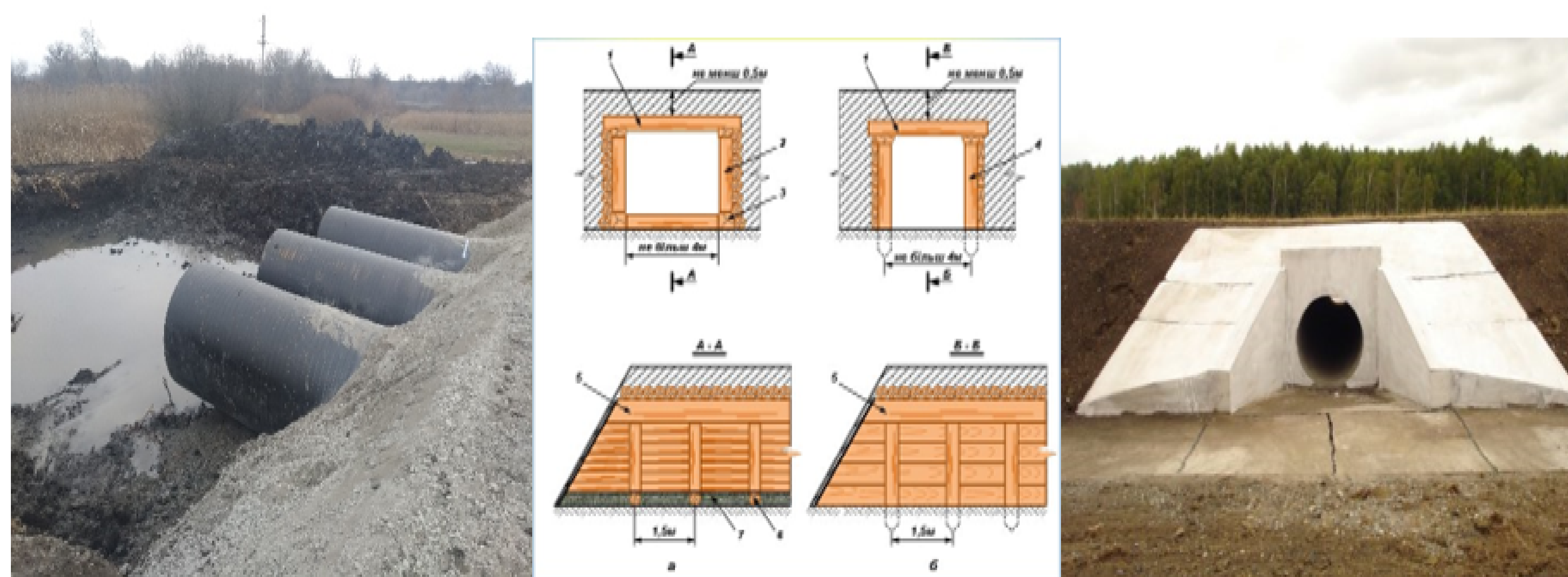
- кам'яні;
- бетонні;
- залізобетонні;
- металеві;
- дерев'яні;
- полімерні.



а

б

в



г

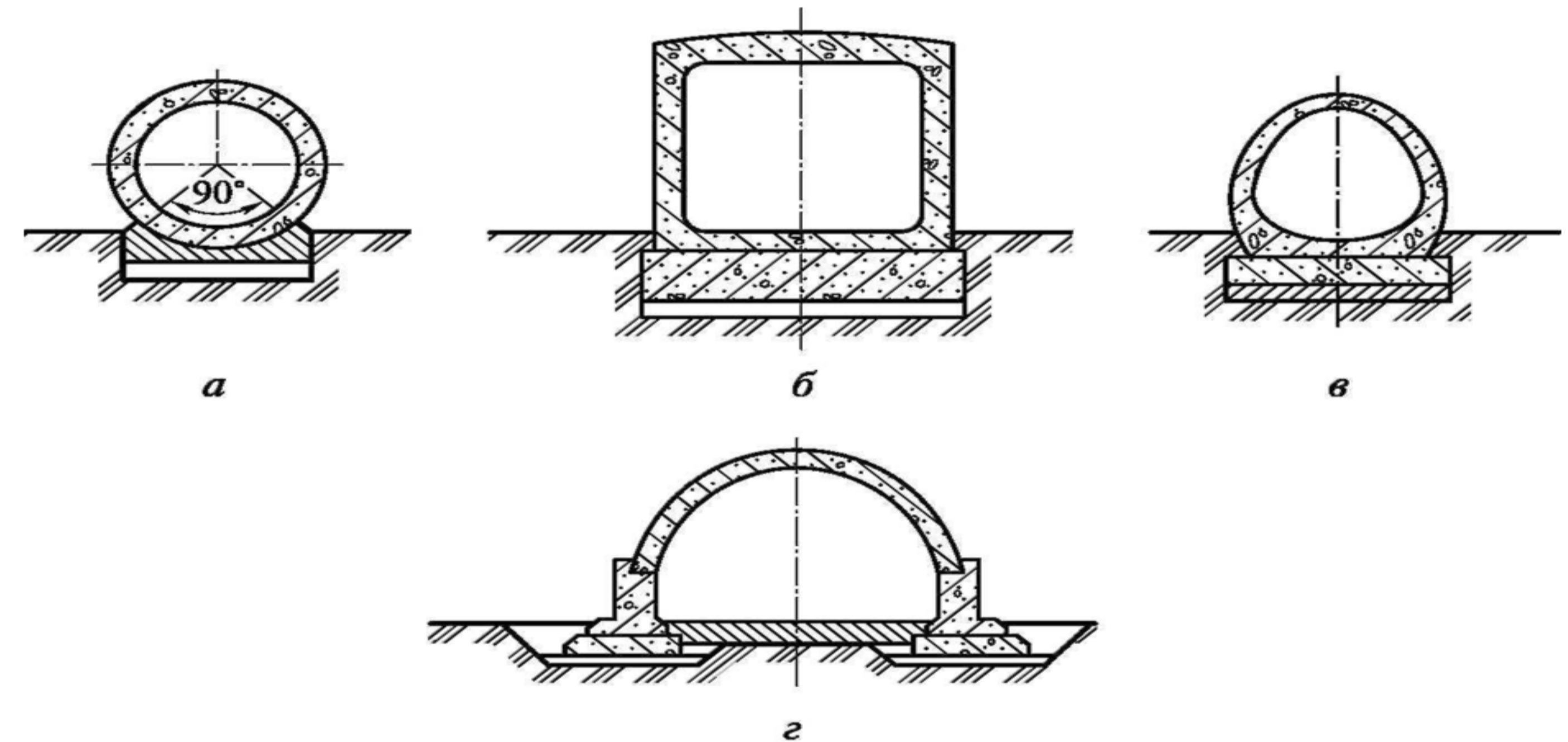
д

е

Класифікація труб за матеріалом:

- а – кам'яні; б – залізобетонні; в – металеві; г – полімерні; д – дерев'яні;
е – бетонні.

За формою поперечного перерізу розрізняють: круглі, прямокутні, овоїдальні та склепінчасті труби

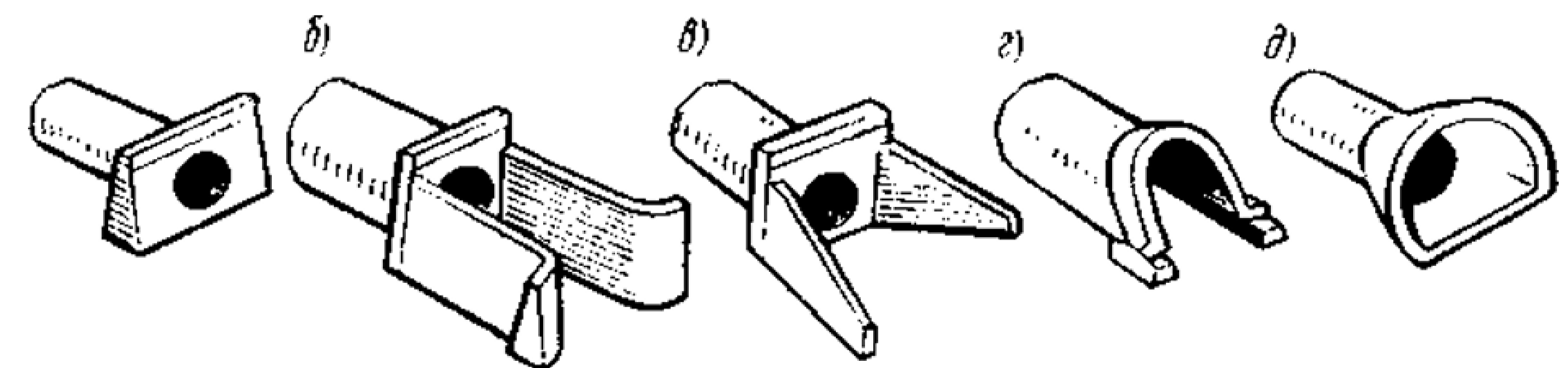


Типи поперечного перерізу труб:

- а – кругла; б – прямокутна; в – овоїдальна; г – склепінчаста

Відомі наступні типи оголовків:

- порталні (складаються з вертикальної стінки, що перпендикулярна до осі труби);
- коридорні (з паралельними стінками постійної висоти);
- розтрубні (з відкосними крилами змінної висоти);
- комірні (зі зрізаною кінцевою ланкою труби);
- оголовок, що обтікається, у вигляді виступаючого з насипу усіченого конусу з плоскою п'ятою, які називаються кінцевими оголовками.



Типи оголовків водопропускних труб

- а – порталний; б – коридорний; в – розтрубний; г – комірний; д – кінцевий

Переваги та недоліки водопропускних споруд

Основні переваги використання водопропускних споруд у порівнянні з мостами:

- застосування таких споруд в дорожньому полотні не тільки вирішує проблему відведення води, але і дозволяє зміцнити дорожнє покриття. Завдяки цьому міцність дороги підвищується, і зменшується ризик руйнування насипу.
 - бюджетність варіанту водопропускної споруди, якщо порівнювати з мостом, дозволяє заощадити кошти на будівництві дороги.
 - можливість монтажу водопропускної труби після закінчення будівництва насипу.
- Установка моста в такому випадку найчастіше просто неможлива або обходиться набагато дорожче.
- більша швидкість монтажних робіт.

Перелік основних пошкоджень залізобетонних елементів водопропускних труб:

- тріщини;
- відколи і ерозія бетону;
- корозія арматури;
- велика кількість ділянок з «відстрілом» захисного шару бетону;
- оголення арматури.

Тріщини в опорних плитах найчастіше спрямовані вздовж осі водопропускної труби і мають ширину розкриття до 10 мм. Такі пошкодження можуть призвести до передчасної втрати працездатності водопропускної труби. Причини таких пошкоджень можуть бути різні:

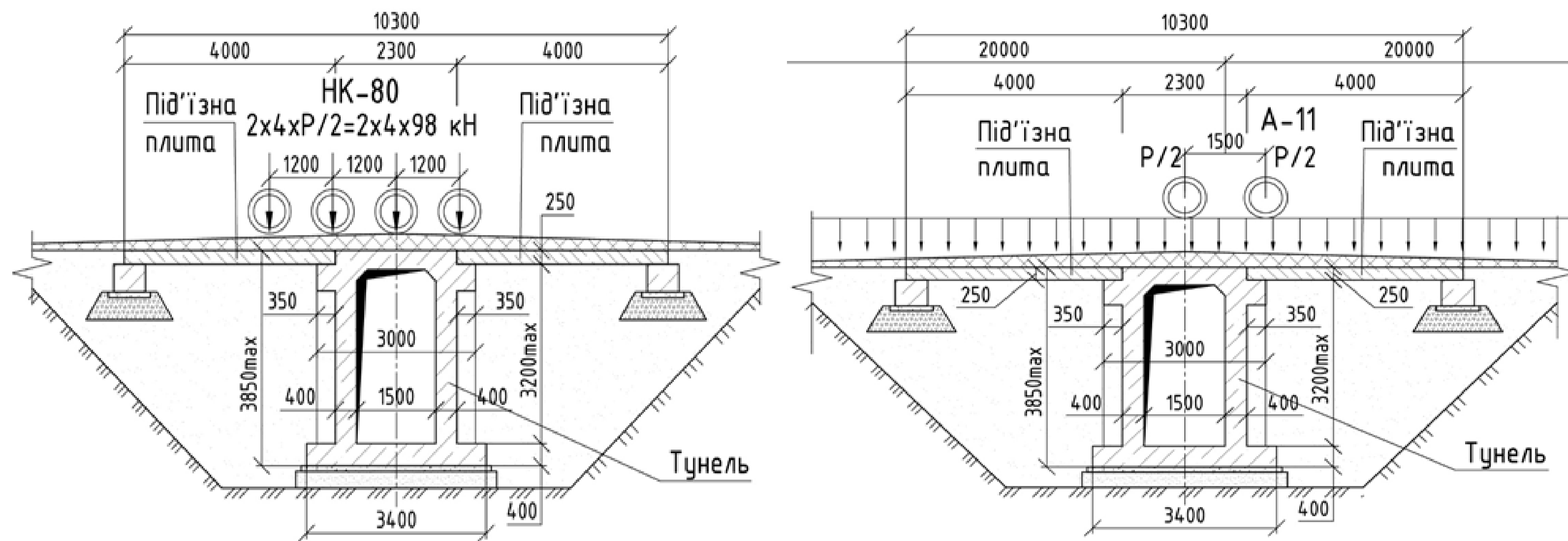
- високі силові навантаження;
- дія агресивних середовищ;
- помилки проектування у зв'язку з недостатніми обстеженнями властивостей ґрунтів основ;
- низька якість виготовлення елементів водопропускних труб;
- низька якість монтажу.

Розкриття стикових швів і потрапляння ґрунту всередину водопропускної труби є однією з причин появи нерівномірності осідання верхніх шарів дорожнього покриття і появи деформацій, що призводять до руйнування цього покриття та необхідності його передчасного ремонту наведено нижче. Також є випадки появи деформацій дорожнього покриття без виходу ґрунту всередину труби, що характерно для великої кількості водопропускних труб кільцевого перерізу і майже не зустрічалось при обстеженні водопропускних труб напівкільцевого перерізу

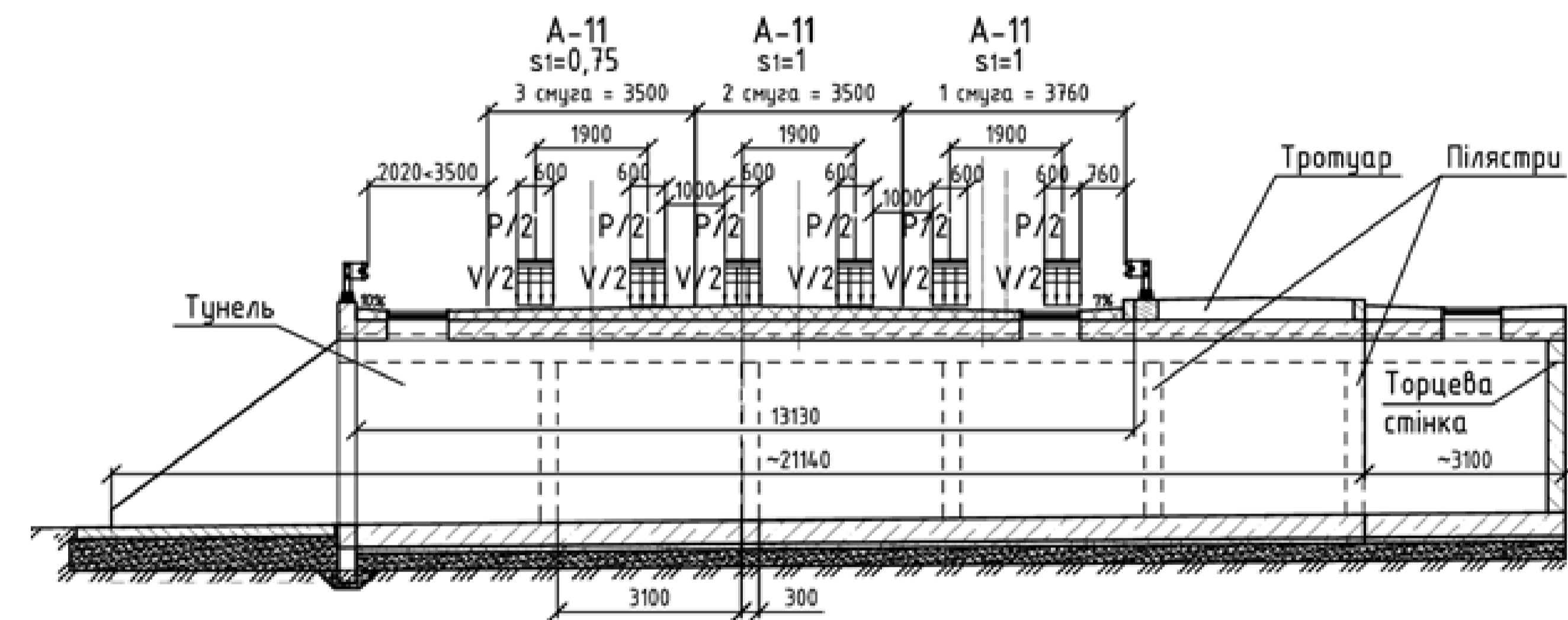
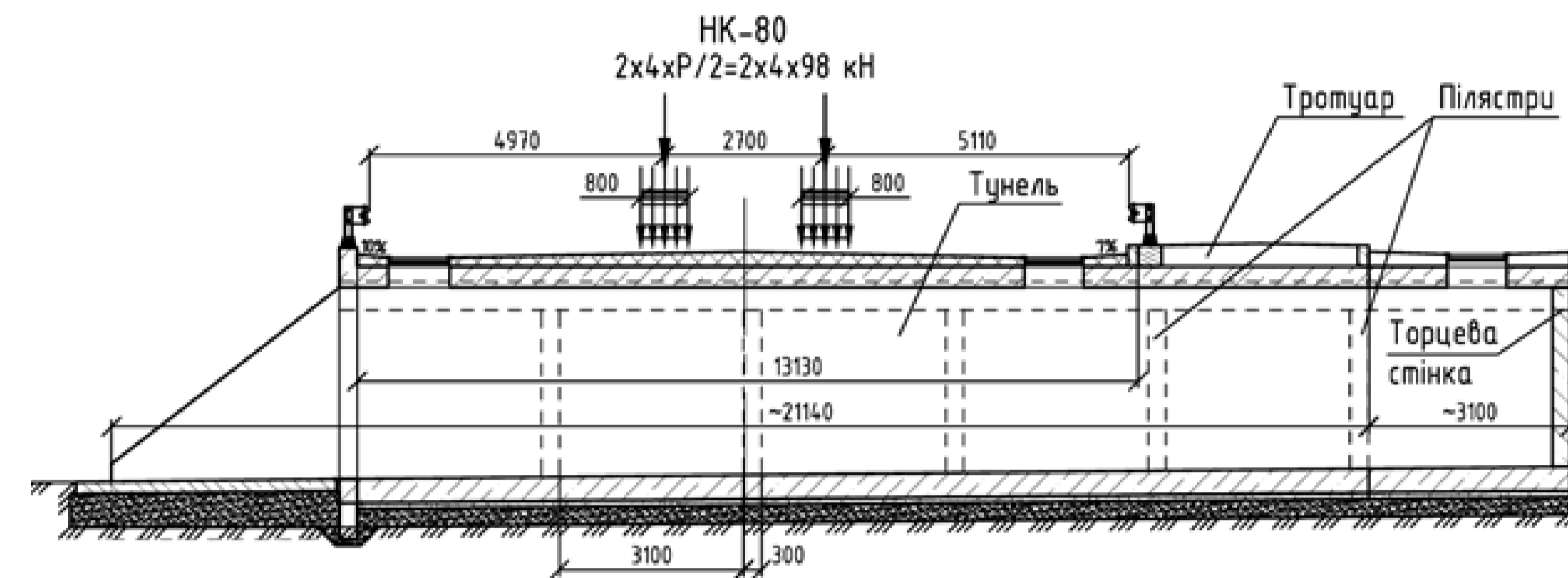


Результати дослідження водопропускних споруд на автомобільних дорогах

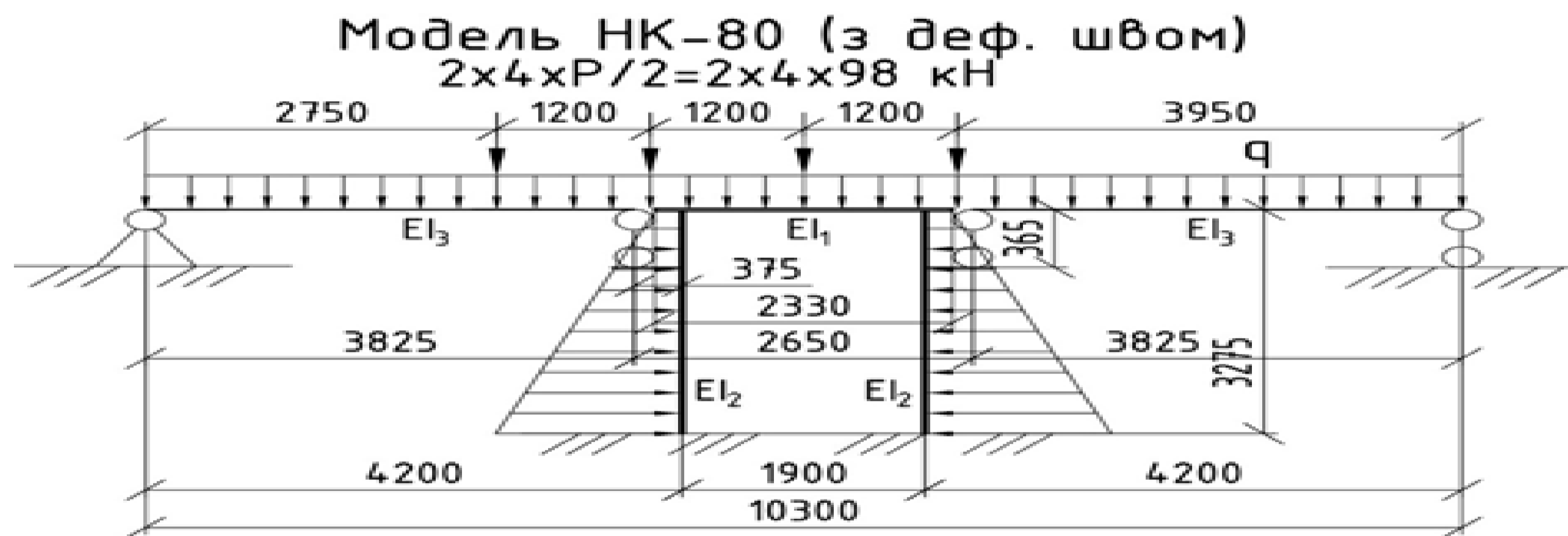
Моделювання напружено - деформованого стану монолітних водопропускних споруд тунельного типу



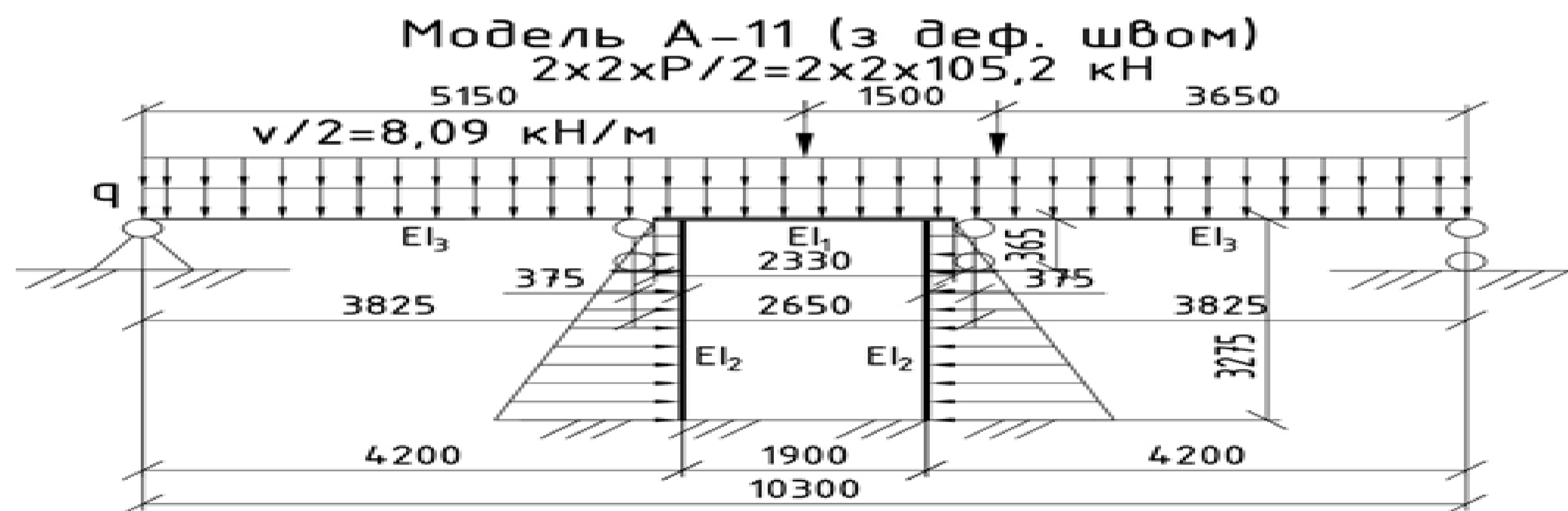
Розрахунковий поперечник тунелю в найневигоднішому стані (колесо візків над кришкою): а) - для тимчасового навантаження НК-80; б) - для навантаження А-11.



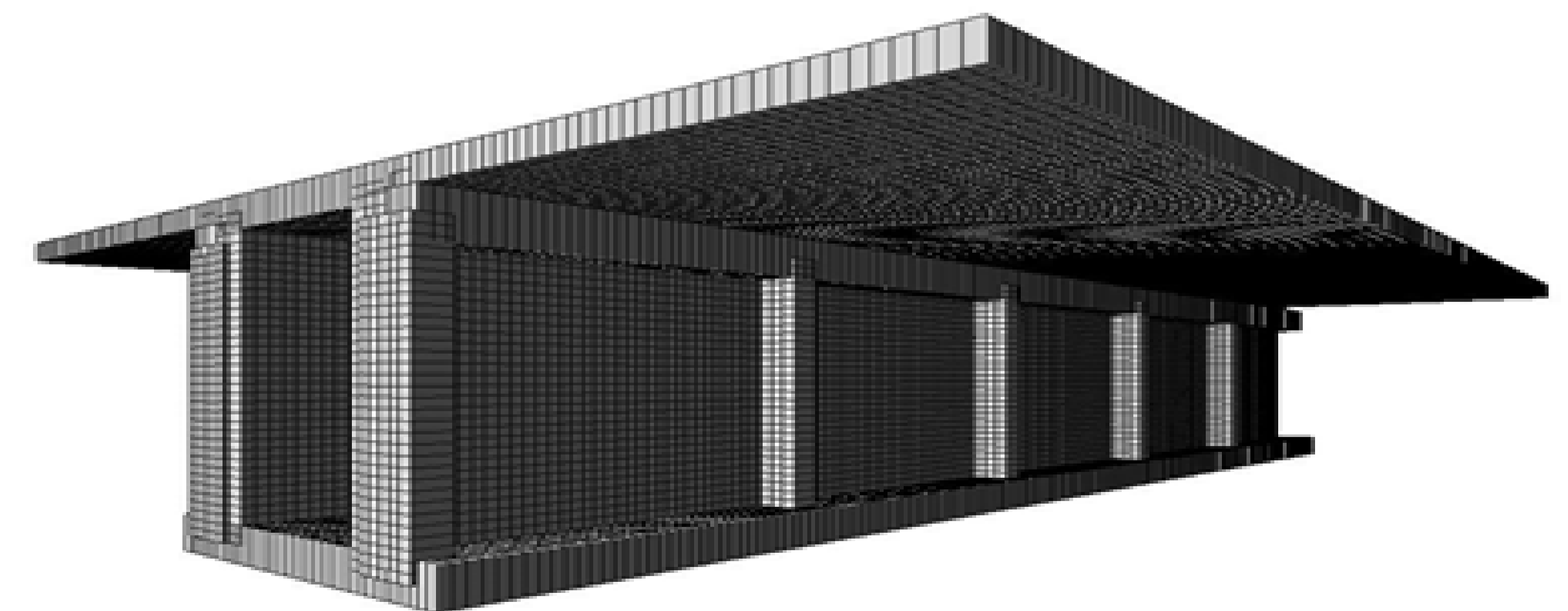
Схеми прикладання тимчасових навантажень в прольоті: а) - НК-80; б) - А-11.



Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасовим навантаженням НК-80



Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасовим навантаженням А-11

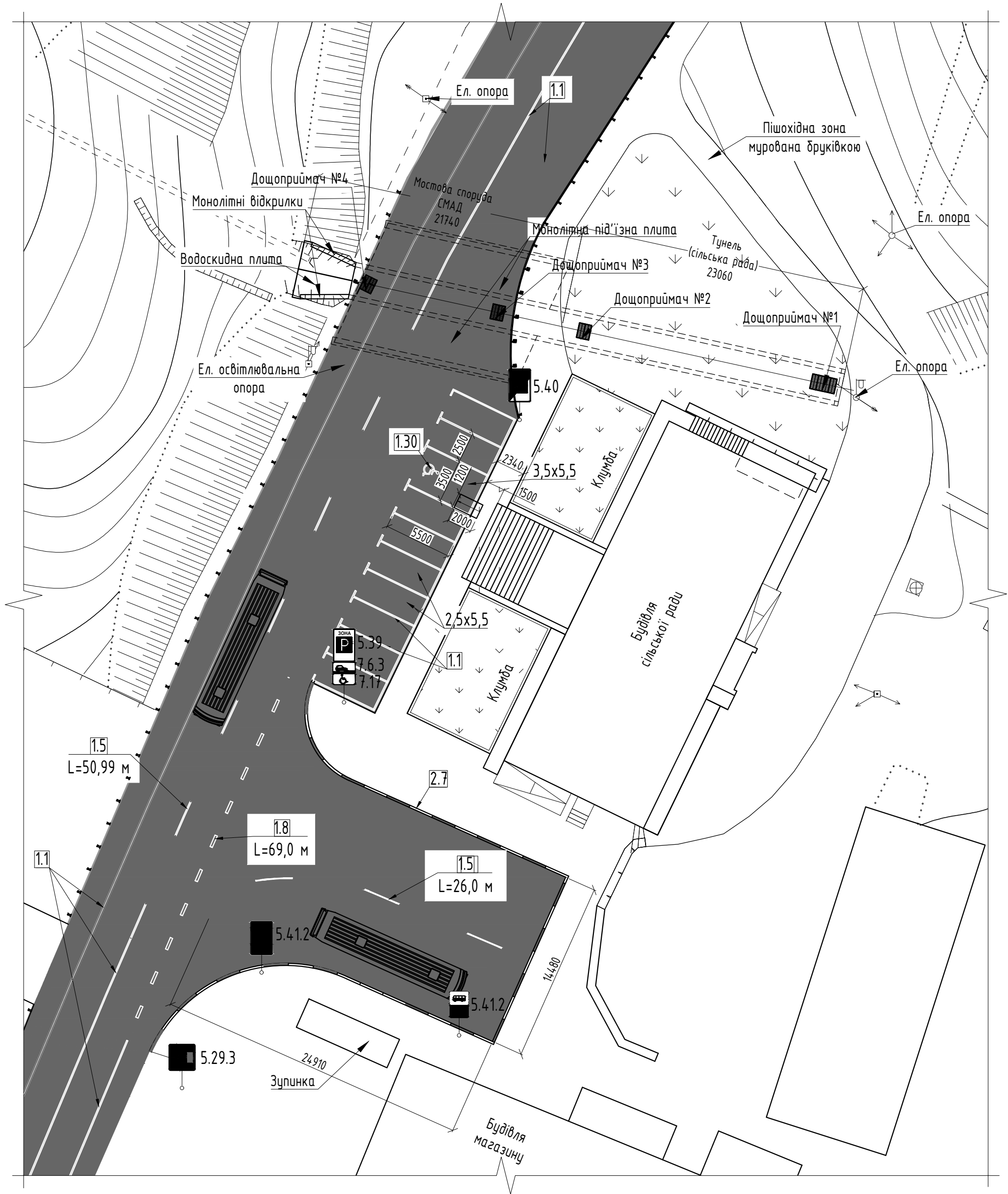


Тривимірна візуалізація розрахункової моделі тунелю разом з під'їзними плитами

Впровадження наукової діяльності в об'єкті проектування

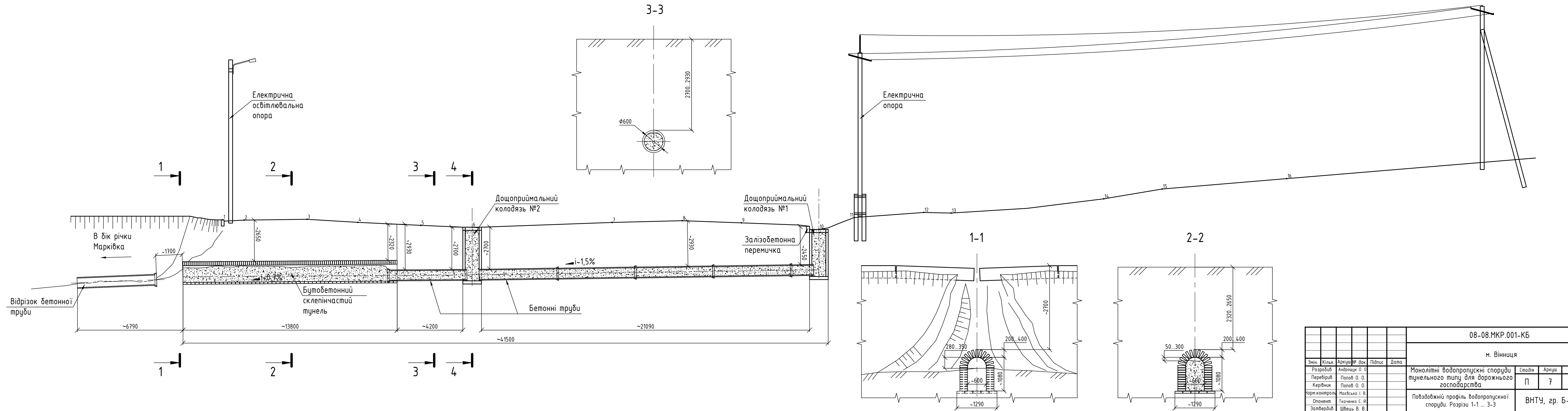


Генеральний план ділянки під час експлуатації (1:300)



						08-08.МКР.001-ПОБ			
						м. Вінниця			
Змін.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата	Монолітні водопропускні споруди тунельного типу для дорожнього господарства	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив		Андрощук О. О.					П	6	
Перевірів		Попов О. О.							
Керівник		Попов О. О.							
Норм. контроль		Маєвська І. В.							
Опонент		Ткаченко С. Й.				Генеральний план ділянки під час експлуатації	ВНТУ, зр. Б-19мі		
Затвердив		Швець В. В.							

Повздовжній профіль водопропускної споруди.

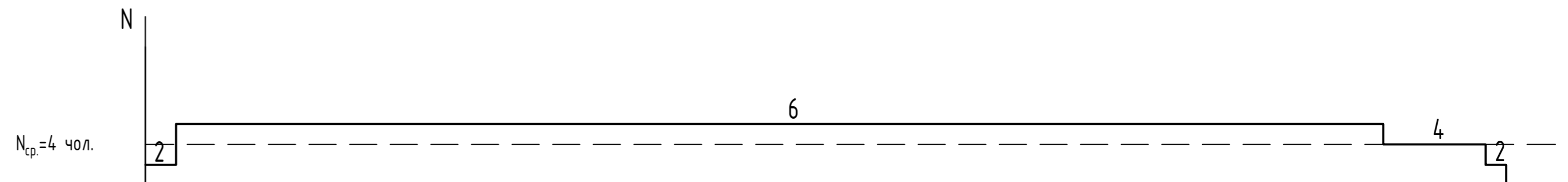


						08-08.МКР.001-КБ				
						м. Вінниця				
Змін.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата	Монолітні водопропускні споруди тунельного типу для дорожнього господарства	Стадія	Аркуш	Аркушів	
							П	7		
Розробив	Андрущук О. О.						Повздовжній профіль водопропускної споруди. Розрізи 1-1 ... 3-3	ВНТУ, гр. Б-19мі		
Перевірив	Попов О. О.									
Керівник	Попов О. О.									
Торм. контроль	Маєвська І. В.									
ОпONENT	Ткаченко С. Й.									
Затвердив	Швець В. В.									

Календарний графік

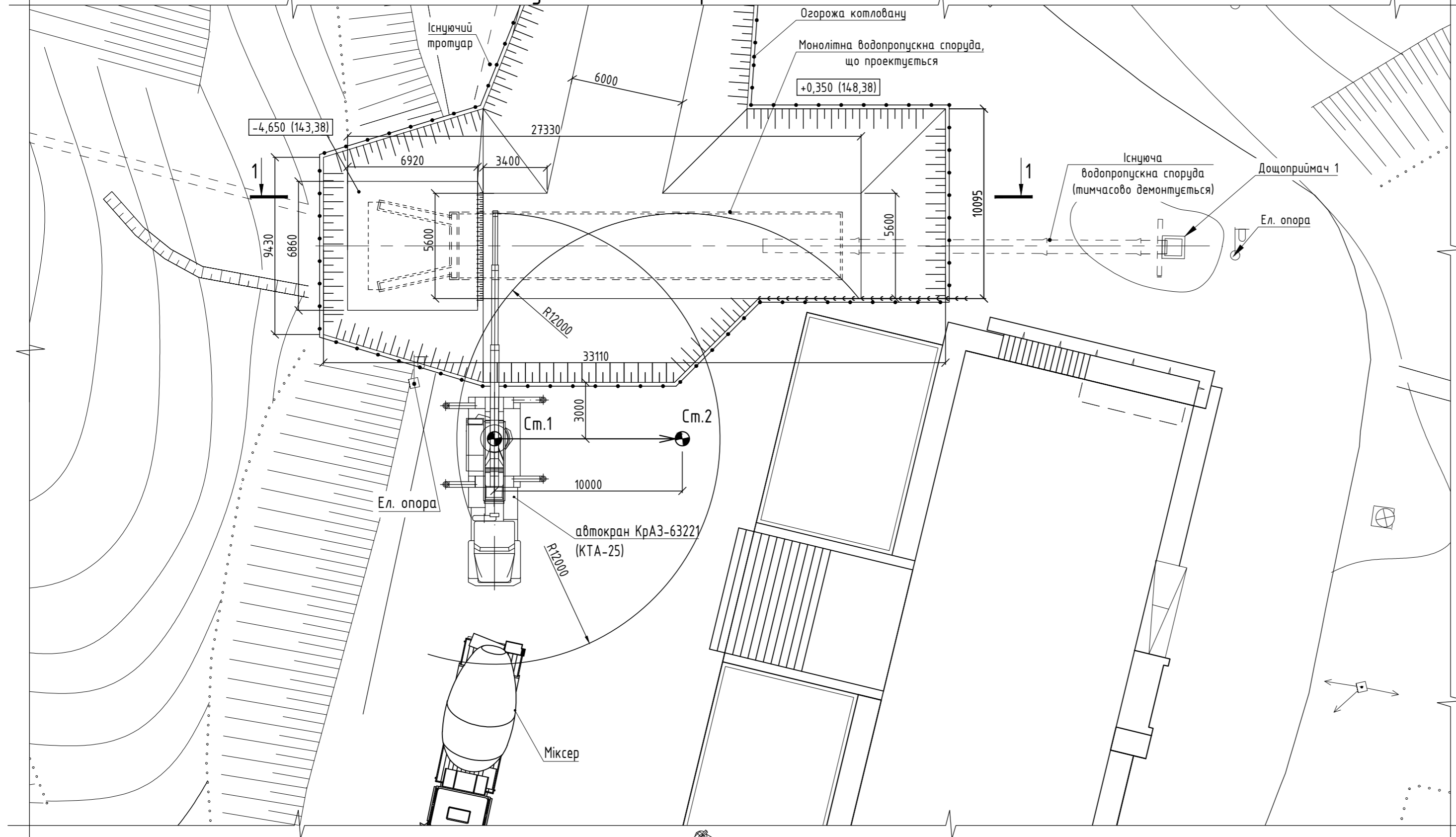
№	Найменування робіт	Затрати праці, люд.-дн. (маш.-дн)		Тривалість робіт, дн.	Кількість змін	Склад бригади	Місяці							
		Норм.	Прийм.				1	2	3	4	5			
1	Влаштування засобів тимчасового ОДР	6,21	6,00	3,0	1	2	2x1 3							
2	Розбирання елементів існуючої споруди та підходів	90,00	87,50	15,0	1	6	6x1 15							
3	Земляні роботи	86,92	87,00	14,5	1	6	6x1 14,5							
4	Влаштування монолітних з/б елементів водопропускної споруди	280,55	279,00	46,5	1	6	6x1 46,5							
5	Влаштування монолітних з/б елементів підходів	63,27	63,00	10,5	1	6	6x1 10,5							
6	Влаштування водовідводу	74,95	75,00	12,5	1	6	6x1 12,5							
7	Влаштування гідроізоляції	112,98	114,00	19,0	1	6	6x1 19,0							
8	Влаштування асфальтобетонного покриття та укріплення схилу	18,64	20,00	5,0	1	4	4x1 5,0							
9	Облаштування та обстановка дороги	20,28	20,00	5,0	1	4	4x1 5,0							
10	Сдача об'єкта в експлуатацію	3,77	4,0	2,0	1	2	2x1 2,0							

Графік руху робітників



08-08.МКР.001-ПОБ					
м. Вінниця					
Змін.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата
Розробив	Андрошук О. О.				
Перевірив	Христич О. В.				
Керівник	Полов О. О.				
Норм. контроль	Маєвська І. В.				
Опонент	Ткаченко С. Й.				
Затвердив	Швець В. В.				
Монолітні водопропускні споруди тунельного типу для дорожнього господарства				Стадія	Аркуш
				П	8
Календарний графік				ВНТУ, зр. Б-19мі	

Будівельний генеральний план



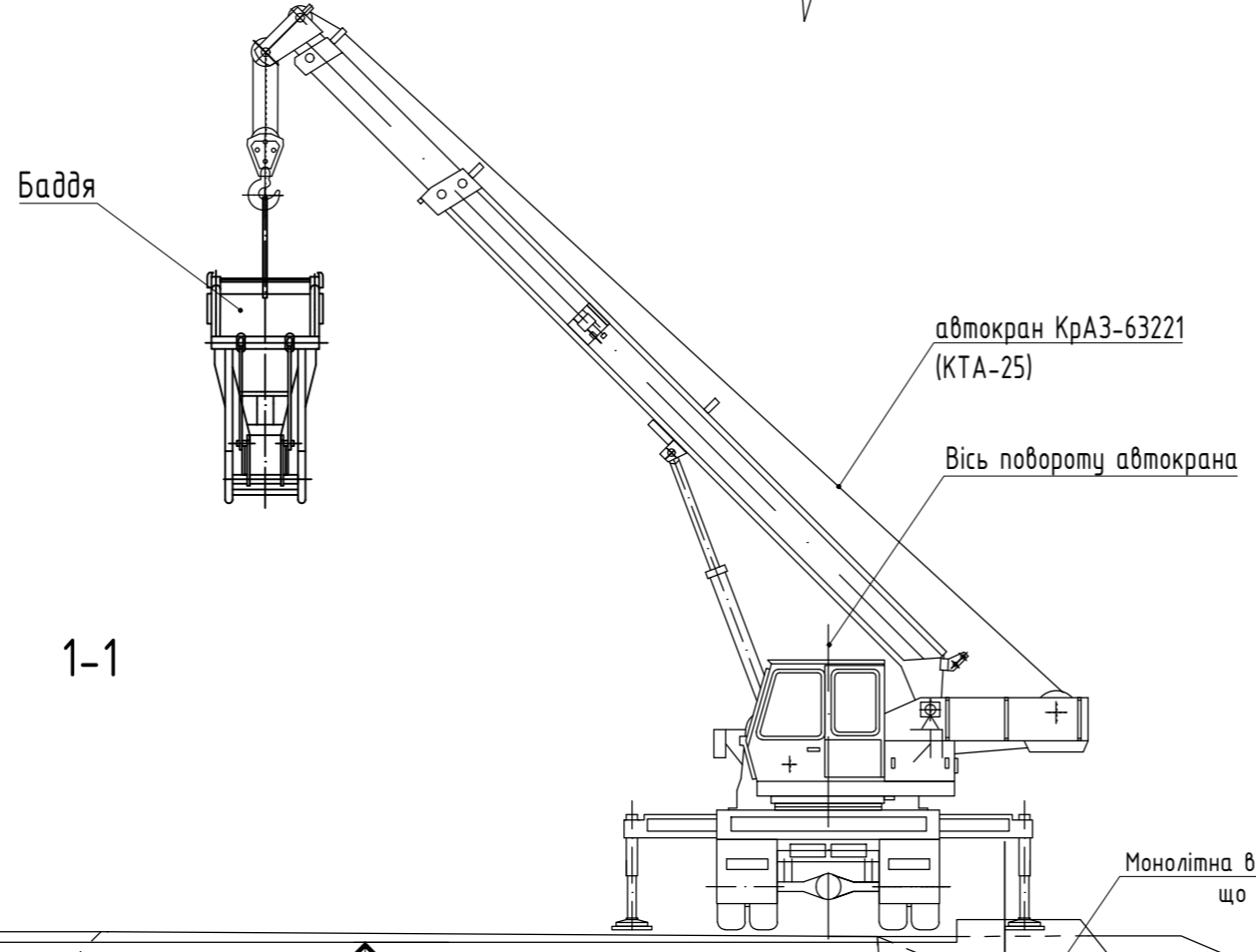
Умовні позначення:

- Ст.№ - місце стоянки автокрана КрА3-63221 (КТА-25)
- межа котловану
- робочий рух автокрана КрА3-63221 (КТА-25)
- огорожа котловану

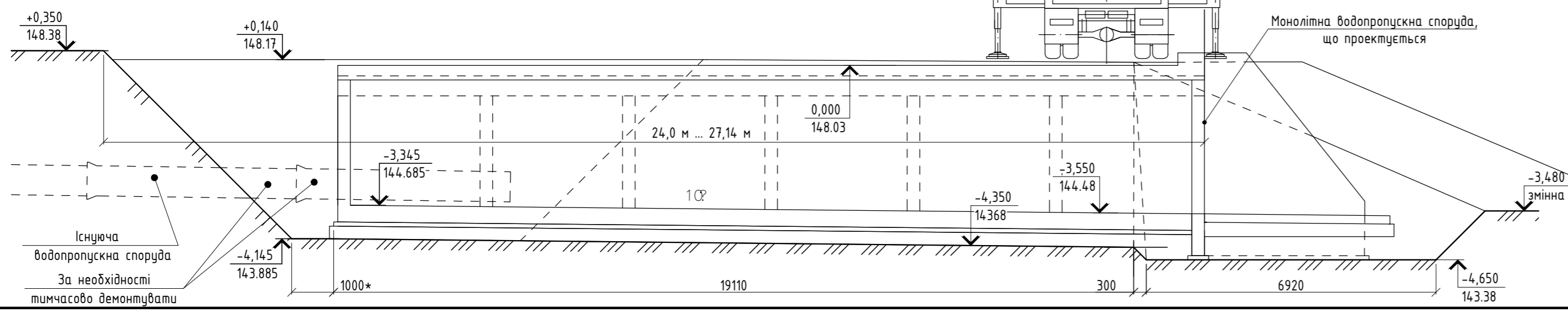
1. Для бетонування монолітної водопропускної споруди доцільно використовувати розбірно-переставну опалубку універсального призначення.
2. Перед загальним бетонуванням необхідно влаштувати арматуру у проектне положення.
3. Доставка бетонної суміші на будмайданчик здійснювати мобільною бетономішалкою (міксером) обсягом 4...8 м³. У межах будмайданчику бетонну суміш необхідно подавати автокраном у бадді або використовувати переставні стрічкові конвеєри.
4. Склад бетонної суміші, її приготування, правила приймання, види контролю і транспортування повинні відповідати ДСТУ Б В.2.7-96-2000.

Вантажно-підйомні характеристики автокрана КрА3-63221 (КТА-25)

Виліт, м	Довжина стр. 9,7 м	Довжина стр. 15,7 м	Довжина стр. 21,70 м	Довжина стр. 30,7 м
2,5	25,00			
4,5	17,00	10,00		
6,5	8,00	8,00	5,00	
8,5		5,00	5,00	
10		3,80	3,80	1,35
12		2,30	2,30	0,95
14		1,50	1,50	0,50
16			1,00	0,40
18			0,50	0,25



1-1



08-08.МКР.001-ПОБ							
м. Вінниця							
Змін.	Кільк.	Аркуш № док.	Підпис	Дата			
					Монолітні водопропускні споруди тунельного типу для дорожнього господарства		
					Будівельний генеральний план, переріз 1-1, умовні позначення, вантажо підёмні характеристики крану КрА3-63221		
					Стадія	Аркуш	Аркушів
					П	9	
					ВНТУ, гр. Б-19мі		

ВІДГУК ОПОНЕНТА

на магістерську кваліфікаційну роботу студента Андрощук О.О.
на тему Монолітні водопропускні споруди тунельного типу для
дорожнього господарства

Магістерська кваліфікаційна робота виконана згідно до завдання, відповідає
(не)згідно (не)відповідає
темі, містить 9 листів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 110 сторінок.

1. Актуальність теми, наявність замовлення МКР підприємством (організацією) Тема актуальна, обумовлена необхідністю раціональної організації виконання робіт з влаштування водопропускних споруд та визначення основ підвищення ефективності виконання робіт.

2. Достатність вихідних даних на роботу, наявність техніко-економічного обґрунтування доцільності будівництва Вихідних даних достатньо для пророблення відповідних рішень. В роботі наявне техніко-економічне обґрунтування доцільності будівництва.

3. Наявність багатоваріантного аналізу проектних рішень у основному розділі, спрямованого на пошук оптимального рішення з урахуванням останніх досягнень науки і техніки, техніко-економічного обґрунтування оптимального варіанту. Застосування варіантних підходів при вирішенні решта проектних рішень В основному розділі наявний багатоваріантний аналіз вибору конструкції

4. Глибина обґрунтувань прийнятих рішень, ступінь врахування факторів безпеки життєдіяльності тощо Усі прийняті в роботі рішення обґрунтовано на достатньому рівні з врахуванням факторів безпеки життєдіяльності

5. Рівень пророблення основного рішення (аналіз, технічні розрахунки тощо), достатність глибини пророблення основного рішення для виконання у практиці будівництва Основні рішення достатньо обґрунтовані і наведені в пояснювальній записці.

6. Науковий рівень (для робіт дослідницького характеру) та глибина експериментальних досліджень _____

7. Застосування ЕОМ для вирішення задач основної частини МКР (оптимізація, моделювання, САПР, технічні розрахунки складних систем та ін.), обґрунтування вибору типу ЕОМ і режиму використання, застосування стандартних та оригінальних програм, наявність аналізу результатів та їх використання у роботі ЕОМ застосовувалося в повному обсязі, а саме: Word, AutoCAD, ArchiCAD, ABK

8. Наявність у пояснювальній записці обґрунтування усіх проектних рішень, стиль її написання (обґрунтовувальний чи описовий), відповідність оформлення до вимог діючих стандартів Усі проектні рішення обґрунтовано і наведено в пояснювальній записці.

9 Повнота відображення графічним матеріалом основного змісту магістерської кваліфікаційної роботи, відповідність графічних матеріалів конкретному об'єкту проектування, вимогам ЄСКД та СПДБ. Увесь графічний матеріал повністю відображає зміст пояснювальної записки.

10 Практична цінність МКР, можливість її реалізації. Робота може бути реалізована в практиці будівельного виробництва.

11 У магістерській кваліфікаційній роботі можна відмітити такі недоліки:

1. Наявні незначні недоліки в оформленні.

2. В економічному розділі потрібно було прорахувати два обраних типи конструкцій водопропускних споруд

3. Архітектурних креслень в роботі не достатньо

Магістерська кваліфікаційна робота в цілому виконана на достатньому рівні, магістр заслуговує присвоєння кваліфікації магістр будівництва та на оцінку задовільно

Опонент _____ д.т.н., професор каф. ТЕ _____
(посада, місце роботи)

_____ С.Й. Ткаченко _____
(підпис) (прізвище)

12 У магістерській кваліфікаційній роботі можна відмітити такі недоліки:

1. Наявні незначні недоліки в оформлені.

2. Бажано було б більш детально розкрити вплив основних технологічних та економічних показників на вибір оптимального рішення

3. Лист Організація будівництва №8 там де календарний графік «пустий» потрібно було додати графіки поставки матеріалів та машин і механізмів

Магістерська кваліфікаційна робота в цілому виконана на достатньому
будівництва рівні, магістр заслуговує присвоєння кваліфікації магістр
оцінку задовільно та на

Керівник МКР

к.т.н. доцент каф. БМГА

(посада, науковий ступінь)

В.О. Попов

(підпис)