

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

ННЦ «Мости і тунелі»

(назва факультету/ННЦ)

«Транспортна інфраструктура»

(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи

ОС «бакалавр»

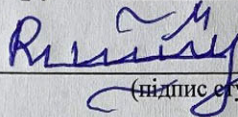
(ступінь вищої освіти)

на тему: Проект автодорожнього мосту через несудносплавну річку
за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: MT21160

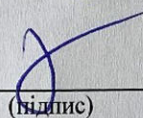


(підпис студента)

/ Ріана МАХМУДОВА /

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:

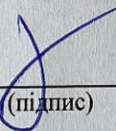


(підпис)

/ ст. викл. Павло
ОВЧИННИКОВ /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:



(підпис)

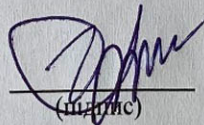
/ ст. викл. Павло
ОВЧИННИКОВ /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Консультанти:

Охорона праці та безпека в
надзвичайних ситуаціях

(назва розділу)



(підпис)

/ зав. каф. Олег САБЛІН /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

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

Студент

(підпис)

Дніпро – 2023 рік

ЗАЯВА

Я, Махмудова Ріана

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МТ 21160 факультет «БАІ»

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва спеціальності)

освітньої програми «Мости і транспортні тунелі»

(назва освітньої програми)

освітнього ступеня бакалавр

(бакалавр, магістр)

заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

Проект автдоронного мосту через
несудноплавну річку

виконана самостійно і в ній не міститься елементів плагіату. Всі запозичення з друкованих та електронних джерел мають відповідні посилання. Прошу перевірити її на наявність академічного плагіату.

Я ознайомлений(а) з чинним «Порядком перевірки кваліфікаційних випускних робіт здобувачів вищої освіти на виявлення текстових та графічних запозичень засобами перевірки на плагіат», згідно з яким виявлення плагіату є підставою для відмови в допуску випускної кваліфікаційної роботи до захисту.

Студент(ка)

Ріана

(підпис)

Ріана Махмудова

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата

19.06.23

Керівник ВКР

Павло

(підпис)

Павло Овчинников

(прізвище, ім'я, по батькові)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
Кафедра «Транспортна інфраструктура»

ДОВІДКА

про відсутність плагіату у випускній кваліфікаційній роботі

За результатами перевірки випускної кваліфікаційної роботи (ВКР)
здобувача вищої освіти освітнього ступеня (ОС) «бакалавр»

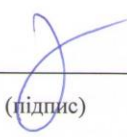
Ріани Махмудової

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: «Проект автодорожнього мосту через несудносплавну річку»

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР


(підпис)

Овчинников П. А.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies

Bridges and tunnels

(faculty/TRC)

"Transport infrastructure"

(department)

Explanatory Note

to Master's Thesis

Bachelor

(higher education degree)

on the topic: Project of a road bridge across a non-navigable river

according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels

in the Specialization: 192 Building and civil engineering

(Specialization and its code)

Done by the student of the group: MT2160 / Riana MAKHMUDOVA /

(name, surname)

Scientific Supervisor:

/ Sr. Lect. Pavlo

OVCHYNNYKOV /

(position, name, surname)

Normative controller :

/ Sr. Lect. Pavlo

OVCHYNNYKOV /

(position, name, surname)

Supervisors

Occupational health
and safety in emergencies

(Chapter title heading)

/ Head of Dept. Oleh SABLIN /

(position, name, surname)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Український державний університет науки і технологій

Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура» Кафедра «Транспортна інфраструктура»

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

ОПП «Мости і транспортні тунелі»

«ЗАТВЕРДЖУЮ»:

Завідувач кафедри ТІ

_____ Олексій ТЮТЬКІН

« » _____ 202 р.

ЗАВДАННЯ

до випускної кваліфікаційної роботи на здобуття ОС «бакалавр»

студента MT21160 _____ Махмудової Ріани _____

(номер групи)

(прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема ВКР на здобуття ОС «бакалавр» Проект автодорожнього мосту через несудносплавну річку

затверджена наказом по університету № 157 ст від «13» лютого 2023 р.

2. Термін подання студентом закінченої роботи «12» червня 2023 р.

3. Вихідні дані до ВКР на здобуття ОС «бакалавр»

Звіт з обстеження ділянки будівництва, технічні креслення ділянки, інженерно-геологічні та гідрологічні умови із звітом з відповідних вишукувань.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань до розробки)

Вихідні дані та умови будівництва; Варіанти мосту; Розробка варіанту мосту; організація будівництва

5. Перелік креслень (демонстраційного матеріалу)

Вихідні дані _____

Варіанти мосту _____ Розробка

варіанту _____ Організація

будівництва _____

6. Консультанти (з назвами розділів)

Розділ	Консультант	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділу ВКР на здобуття ОС «бакалавр»	Термін виконання розділу ВКР	Примітка (обсяг розділу, %)
1.	Вихідні дані Варіанти мосту	01.05 - 07.05.2023	30%
2.	Розробка обраного варіанту	22.05 - 28.05.2023	60%
3.	Організація будівництва Офрмлення роботи	12.06 - 18.06.2023	100%
4.			

Дата видачі завдання « 17 » квітня 2023 р.

Керівник ВКР

_____ Павло ОВЧИННИКОВ
(підпис) (Ім'я, прізвище)

Завдання прийняв до виконання

_____ Ріана МАХМУДОВА
(підпис) (Ім'я, прізвище)

РЕФЕРАТ

Дипломна робота представлена на 66 сторінках та містить 19 рисунків, 11 таблиць, 18 літературних джерел, 1 додатки та _ креслень.

Об'єкт розробки: ремонт аварійного автодорожнього мосту.

Мета роботи: визначення оптимального варіанту ремонту та розробка визначеного варіанту.

В бакалаврській роботі виконано проект автодорожнього мосту. В рамках роботи було виконано техніко-економічне порівняння варіантів мосту, що передбачали створення трьох варіантів нового мосту. Перший варіант це однопрогоновий міст через не судноплавну річку довжиною прогону 18 м тип прогонової будови плитний. Другий варіант однопрогоновий міст через не судноплавну річку з використанням балкової прогонової будови. Третій варіант однопрогоновий міст через не судноплавну річку довжиною прогону 18 м з використанням сталевих залізобетонної прогонової будови. Далі був обраний на основі техніко-економічного порівняння один варіант мосту та прораховано його несучу здатність. Також для обраного варіанту ескізно виконано проект організації будівництва мосту. Розроблені основи охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Ключові слова: мости, залізобетонні мости, палі, прогонова будова , охорона праці.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1 ВИХІДНІ ДАНІ ТА УМОВИ БУДІВНИЦТВА	7
1.1 Фізико-географічні та геоморфологічні умови	7
1.2. Інженерно-геологічні умови.....	8
1.2.Висновки та рекомендації.	10
РОЗДІЛ 2 РОЗРОБКА ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ МОСТУ	13
2.1 Варіант № 1	13
2.2 Варіант № 2	16
2.3 Варіант № 3	21
2.4 Порівняння варіантів.....	24
Висновок	24
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ.....	25
3.1. Визначення зусиль в плиті	25
3.2 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту	34
3.3. Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини	37
3.4. Розрахунок плити проїзної частини на витривалість	39
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ	43
РОЗДІЛ 5 ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА МОСТУ	47
5.1 Підготовчі роботи.....	47
5.2 Спорудження стоянів.....	47
5.3. Монтаж балок прогонової будови	50
РОЗДІЛ 6 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	51
6.1 Охорона праці та техніка безпеки	51
6.2 Основні заходи щодо протипожежної безпеки	53
6.3 Охорона навколишнього природного середовища	54
ВИСНОВОК.....	56
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	58

Клімат району помірно-континентальний. Літо спекотне, сухе; зима – з частими відлигами. Середньорічна температура повітря складає $+7,6^{\circ}\text{C}$ при абсолютній максимальній в липні ($+39^{\circ}\text{C}$) та абсолютній мінімальній в січні (-41°C). Середньорічна кількість опадів становить 575 мм. В окремі посушливі роки кількість опадів зменшується до 250-300 мм. Дощові води витрачаються, головним чином, на інфільтрацію та поверхневий стік, що забезпечується рельєфом території. Переважний напрямок вітру північно-західний та північний, в зимовий період – південний, південно-східний. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів складає 1,1 м. Інші показники кліматичного режиму наведені в таблицях ДСТУ

1.2. Інженерно-геологічні умови

В геологічному розрізі ділянки на глибину 4,8-13,9 м приймають участь антропогенні алювіальні мулисті суглинки та супіски зі значним вмістом жорсткого ґрунту, що залягають на скельних ґрунтах та продуктах їх руйнування. З поверхні алювію перекривається неоднорідними техногенними ґрунтами потужністю 0,5-3,5 м. По точках буріння потужність техногену може відрізнятися від вказаної у розрізі (наявність підземних комунікацій, техногенних насипів тощо).

Слід зазначити, що глибина залягання покрівлі скельних ґрунтів в районі св-1 св-4 (лівий берег) становить 4,8 м; в районі св-2 та св-3 (правий берег) глибина залягання покрівлі падає до глибини 13,2-13,9 м.

На підставі даних розвідувального буріння, лабораторних досліджень та аналізу просторової мінливості показників фізико-механічних властивостей ґрунтів інженерно-геологічна модель природної основи представлена у вигляді 6-ти інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), умови залягання та межі розповсюдження яких проілюстровані інженерно-геологічними розрізами 01-01 та 02-02 (креслення 1/22 ІГ, аркуш 1).

Нижче приводиться опис ґрунтів виділених ІГЕ (зверху донизу):

Таблиця 1.1 – Опис ґрунтів виділених ІГЕ

ІГЕ-1	Техногенні відкладення (насипні ґрунти): суглинок темно-сірий, зеленувато-сірий; з включенням жорств'яного ґрунту, битої цегли та бутових уламків; неоднорідні, злежані. Потужність коливається в межах 0,5-3,5 м.
ІГЕ-2	Суглинок жовтий, бурувато-жовтий, лесоподібний, тугопластичної консистенції (до м'якопластичного стану), непросідний. Зафіксований в районі св-4. Потужність становить 1,2 м.
ІГЕ -3	Суглинок темно-сірий до чорного, мулистий, з прошарками та лінзами жорств'яного ґрунту; м'якопластичної консистенції, нижче рівня ґрунтових вод (РГВ) – текучопластичної консистенції. Потужність коливається в межах 3,1-8,0 м.
ІГЕ-3а	Супісок темно-сірий, мулистий, з включенням жорств'яного ґрунту, текучої консистенції. Розповсюджений в районі св-1. Потужність становить 2,3 м.
ІГЕ-4	Кора вивітрювання скельних ґрунтів: жорств'яний ґрунт з піщаним заповнювачем, сірувато-коричневий; подекуди – з прошарками суглинку темно-сірого, мулистого; насичений водою, середньої щільності. Розповсюджений в районі св-2 та св-3. Потужність коливається в межах 2,4-3,9 м.
ІГЕ-5	Скельні ґрунти: граніт слабкотріщинуватий, слабковивітрилий. Глибина залягання покрівлі по лівому берегу – 4,8 м, по правому – 13,2-13,9 м.

Для контрольного описування та лабораторних досліджень фізико-механічних властивостей ґрунтів відбирались проби ґрунту порушеної та непорушеної структури.

Просідні ґрунти в межах ділянки майбутнього будівництва мосту відсутні.

Ґрунтові води зафіксовані на глибині 3,2-3,5 м, що відповідає абсолютним позначкам 167,15-167,35 м. Водонесний горизонт – безнапірний, гідравлічно пов'язаний з рівнем води у річці. Живлення водонесного горизонту відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, витоків із водовмісних комунікацій та, частково, за рахунок роботи берегової зони річки. Область розвантаження – річка.

За сукупністю природних факторів, процесів та явищ категорія складності інженерно-геологічних умов відповідно Додатку Ж ДБН [6] характеризується як II (середня).

За умовами поширення, потужністю, умовами залягання окремих інженерно- геологічних елементів, однорідністю фізичних та механічних властивостей ґрунтів, ділянки майбутнього будівництва розглядається як єдиний інженерно-геологічний район

1.2.Висновки та рекомендації.

Інженерно-геологічна модель природної основи представлена у вигляді 6-ти інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), умови залягання та межі розповсюдження яких ілюструються розрізами 01-01 та 2-02 (креслення 1/22 ІГ, аркуш 1).

Просідні ґрунти в межах території майбутнього будівництва відсутні.

Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю безнапірного водоносного горизонту з високим положенням рівня ґрунтових вод (РГВ), що є характерним для заплавної частини та берегової зони річки. Водоносний горизонт приурочений до ґрунтів ІГЕ 3-3а (мулисті супіски та суглинки); гідравлічно пов'язаний з рівнем води у річці. Рівень ґрунтових вод (РГВ) встановлюється на глибині 3,2-3,5 м, що відповідає абсолютним позначкам 167,15-167,35 м. Живлення водоносного горизонту відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, витоків із водовмісних комунікацій та, частково, за рахунок роботи берегової зони річки; область розвантаження – р. Уманка. Сезонна амплітуда коливання РГВ становить $\pm 1,0$ м. Територія підтоплена.

За сукупністю природних факторів, процесів та явищ категорія складності інженерно- геологічних умов відповідно додатку Ж ДБН [12] характеризується як II (середня).

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів складає 1,1 м [8].

Відповідно до положень пункту 5.1.1 ДБН [14] нормативну інтенсивність сейсмічних впливів у балах приймати на основі списку населених пунктів України (Додаток А) та комплекту карт загального сейсмічного районування (ЗСР-2004) території України (Додаток Б). Рішення про вибір карти при проектуванні конкретного об'єкту та віднесення його до конкретного рівня відповідальності приймається Проектувальником за погодженням із Замовником.

Ґрунти основи відносяться до III-ї категорії за сейсмічними властивостями (таблиця

5.1.1 ДБН [14]).

Згідно з картою **А** загального сейсмічного районування (ЗСР) інтенсивність сейсмічного впливу в районі м. Умань становить 5 балів із ймовірністю перевищення 10 % 1 раз на 500 років; згідно з картою **В** ЗСР інтенсивність сейсмічного впливу становить 6 балів із ймовірністю перевищення 5 % 1 раз на 1000 років.

Відповідно до карти архітектурно-будівельного кліматичного районування України ділянка вишукувань відноситься до I, північно-західного району [8].

В даних гідрогеологічних та інженерно-геологічних умовах під опори мостового переходу рекомендується пальовий (або комбінований) варіант фундаментів. В якості природної основи для обпирання паль рекомендуються скельні ґрунти ПГЕ-5 (граніт слабкотріщинуватий, слабковивітрилий).

Враховуючи наявність у розрізі мулистих ґрунтів із високим вмістом органіки, при проектуванні рекомендується передбачити використання сульфатостійких бетонів та гідроізоляцію заглиблених бетонних елементів.

Рішення про вибір типу фундаментів приймаються Проектувальником на основі даних вишукувань, виходячи з порівняння різних техніко-економічних варіантів з урахуванням забезпечення максимальної експлуатаційної надійності мостового переходу.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів, необхідні для розрахунків, наведено у

«Зведеній таблиці...» (табл. 1, креслення 1/22 ПГ, аркуш 1). Розрахункові характеристики наведено при довірчій вірогідності $\alpha=0,85$ та $\alpha=0,95$.

Відповідно до вимог ДБН [12] в плані розробки пошукового та нормативного прогно- зів стану природно-техногенних умов в результаті будівництва та подальшої експлуа- тації мостового переходу слід зазначити наступне:

- реалізація проекту не призведе до негативних змін інженерно-геологічних умов території, таких як виникнення зсувів, провальних чи просідних деформацій.

9. Класифікаційну групу ґрунтів по важкості розробки приймати відповідно ДСТУ

в залежності від способу розробки і типу задіяних механізмів.

РОЗДІЛ 2

РОЗРОБКА ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ МОСТУ

2.1 Варіант № 1

Варіант 1 це однопрогоновий залізобетонний міст через малу несудноплавну річку під автомобільну дорогу. Для цього варіанту використано залізобетонну плитну прогонову будова яку об'єднує монолітна залізобетонна плита проїзду з довжиною прогону в 18 м, та вистою перерізу 750 мм під тимчасове вертикальне навантаження А11 НК80. Для варіанту 1 використовується залізобетонні немасивні стояни під автодорожній міст. Фундаменти мосту це буронабивні палі із обсадною трубою. Схема мосту: 18м

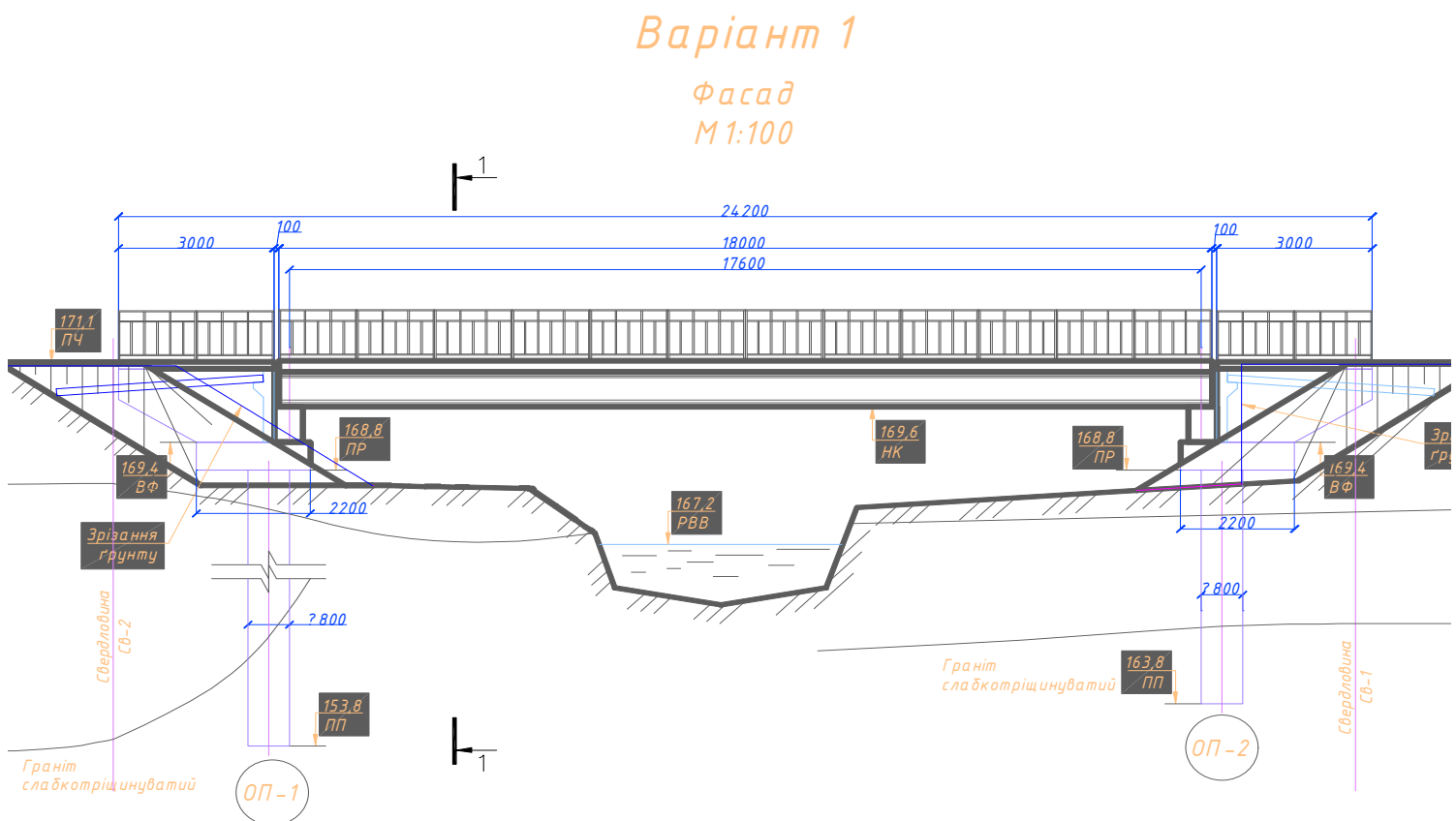


Рисунок 2.1 –Фасад мосту

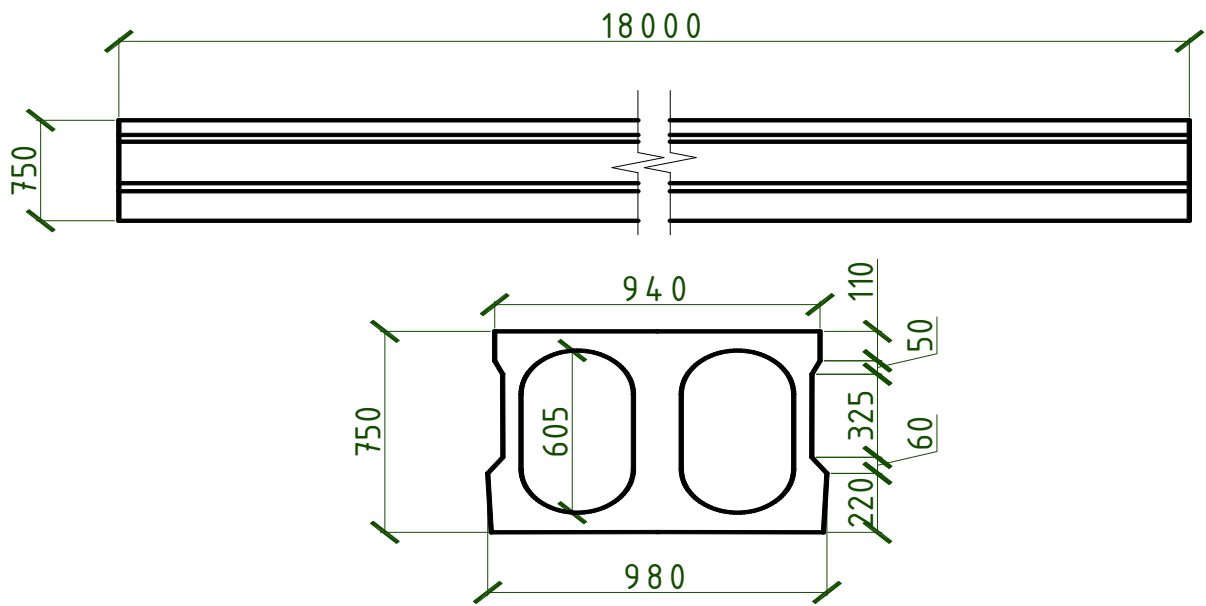


Рисунок 2.2 – Плитна прогонова будова 18м

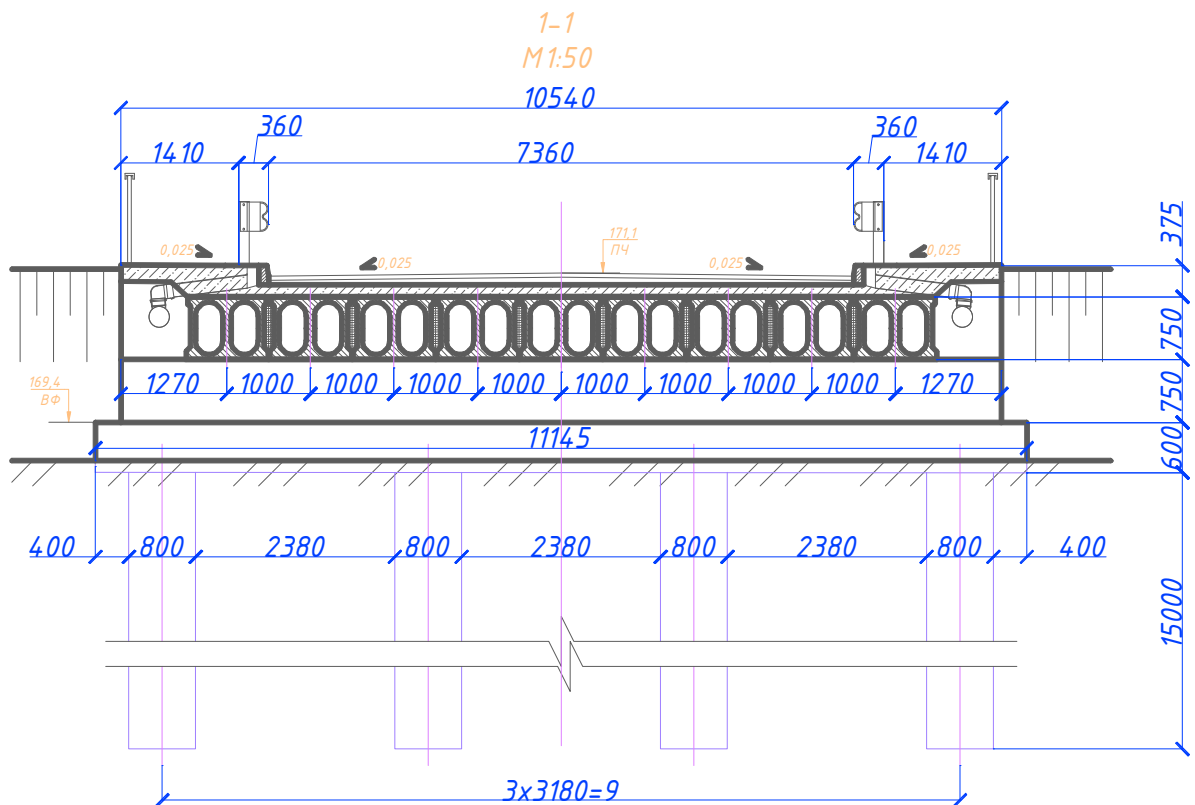


Рисунок 2.3 – Поперечний переріз мосту

Таблиця 2.1 – Визначення вартості варіанту №1

№ п/п	Найменування робіт та одиниця виміру	Розрахункові формули	Одинич на вартість, грн	Загальна вартість, грн
1	Шпунтове огороження, м ² Оп.1 Оп.2	$F_i = P_i \cdot h_i = ((A_i^p + B_i^p) \cdot 2 + 8) \cdot (h_i + 3,5)$ $F_1 = P_1 \cdot h_1 = ((2.2 + 11.145) \cdot 2 + 8) \cdot (2 + 3,5) = 190$ $F_2 = P_1 \cdot h_1 = (2.2 + 11.145) \cdot 2 + 8) \cdot (2 + 3,5) = 190$ $\text{Всього } F = 381.59$	510,7	194 878.01
2	Бурунабивні стовпи, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = (\pi r^2) \cdot h \cdot n$ $V0 = 3.14 \cdot 0.8^2 \cdot 15 \cdot 4 = 120.57$ $V1 = 3.14 \cdot 0.8^2 \cdot 5.1 \cdot 4 = 40.99$ $\text{Всього } V = 161.56$	2 548,8	411 654.88
3	Стояни, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = V_{\text{тіла}} + V_p + V_{\text{ог}}$ $V1 = V2 = V_p + V_t + V_{\text{ог}} = 14.48 + 4.3 + 6.2 = 24.98$ $\text{Всього } V = 49.96$	5 000	249 800
5	Залізобетонна плитна прогонова будова, м ³ l _п = 18м	$V = 5.7 \cdot 9 = 51.3$	15 000	769 500
6	Конуси насипу, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = \frac{2.25 \cdot Pi}{6} * H_{\text{нас}}^3$ $V1 = \frac{2.25 \cdot 3,14}{6} \cdot 2.6^3 = 7.95$ $V2 = \frac{2.25 \cdot 3,14}{6} \cdot 2.7^3 = 8.5$ $\text{Всього } V = 16.45$	520	8554
7	Монолітна залізобетонна прогонова будова м ³	$V = 34.2$	15 000	513 000
8	Укладка нового полотна автодороги м ²	$S = 169.4$	1 000	169 400
9	Установка бар'єрного огороження м.п.	$\text{м.п.} = 48.4$	4 500	217 800
10	Установка перильного огороження м.п.	$\text{м.п.} = 48.4$	4 500	217 800
	Всього			2 752 386.89

2.2 Варіант № 2

Варіант 2 це однопрогоновий залізобетонний міст через малу несудноплавну річку під автомобільну дорогу. Для цього варіанту використано прогонову будову з залізобетонними балками ДерждорНДІ (Б 1800.110.40.К, Б 1800.110.40.П) яку об'єднує монолітна залізобетонна плита проїзду з довжиною прогону в 18 м, та вистою перерізу 1100 мм під тимчасове вертикальне навантаження А-15 НК-100. Для варіанту 2 використовується залізобетонні немасивні стояни під автодорожній міст. Фундаменти мосту це буронабивні палі із обсадною трубою. Схема мосту: 18м

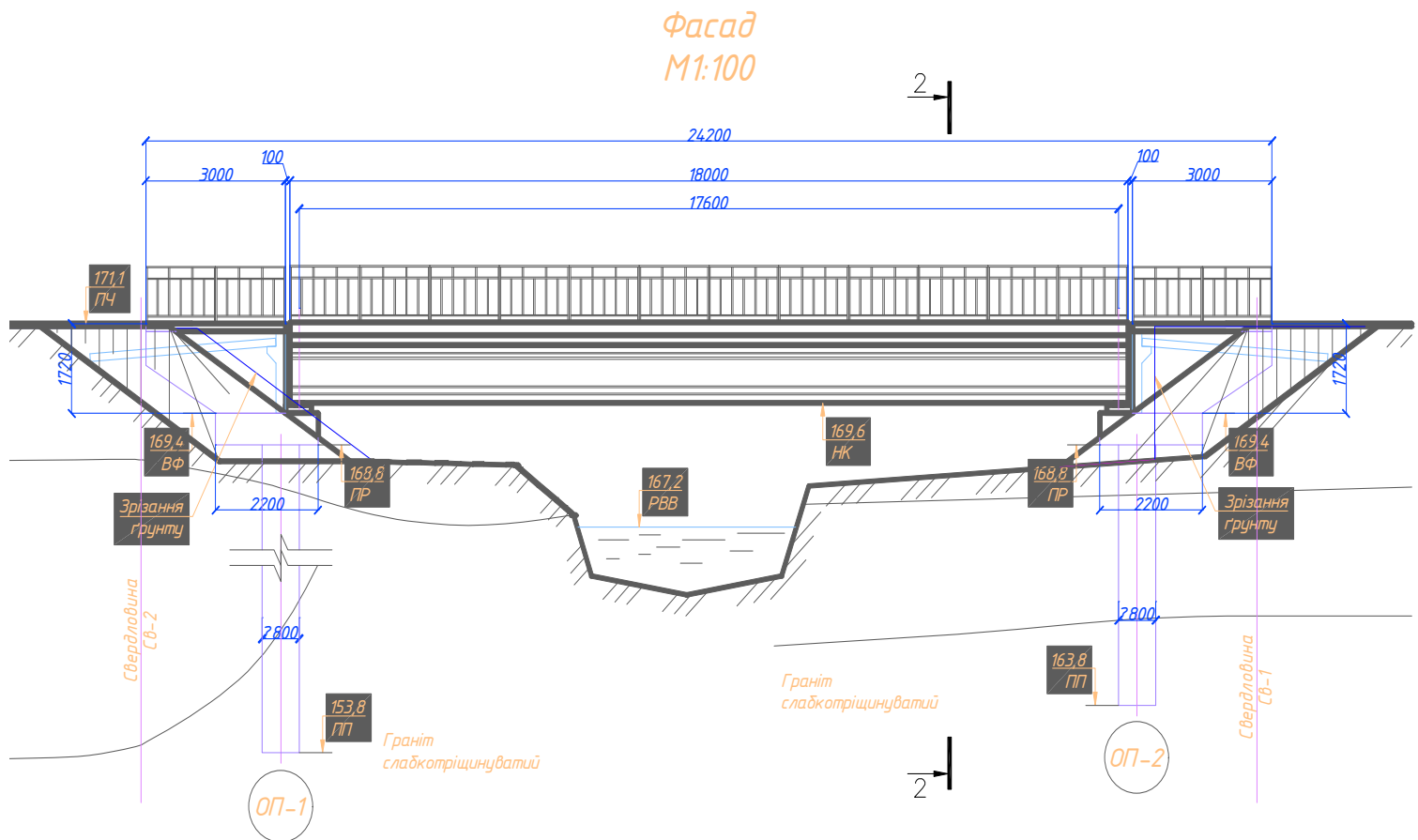


Рисунок 2.4 –Фасад мосту

- Характеристики балок прогонової будови

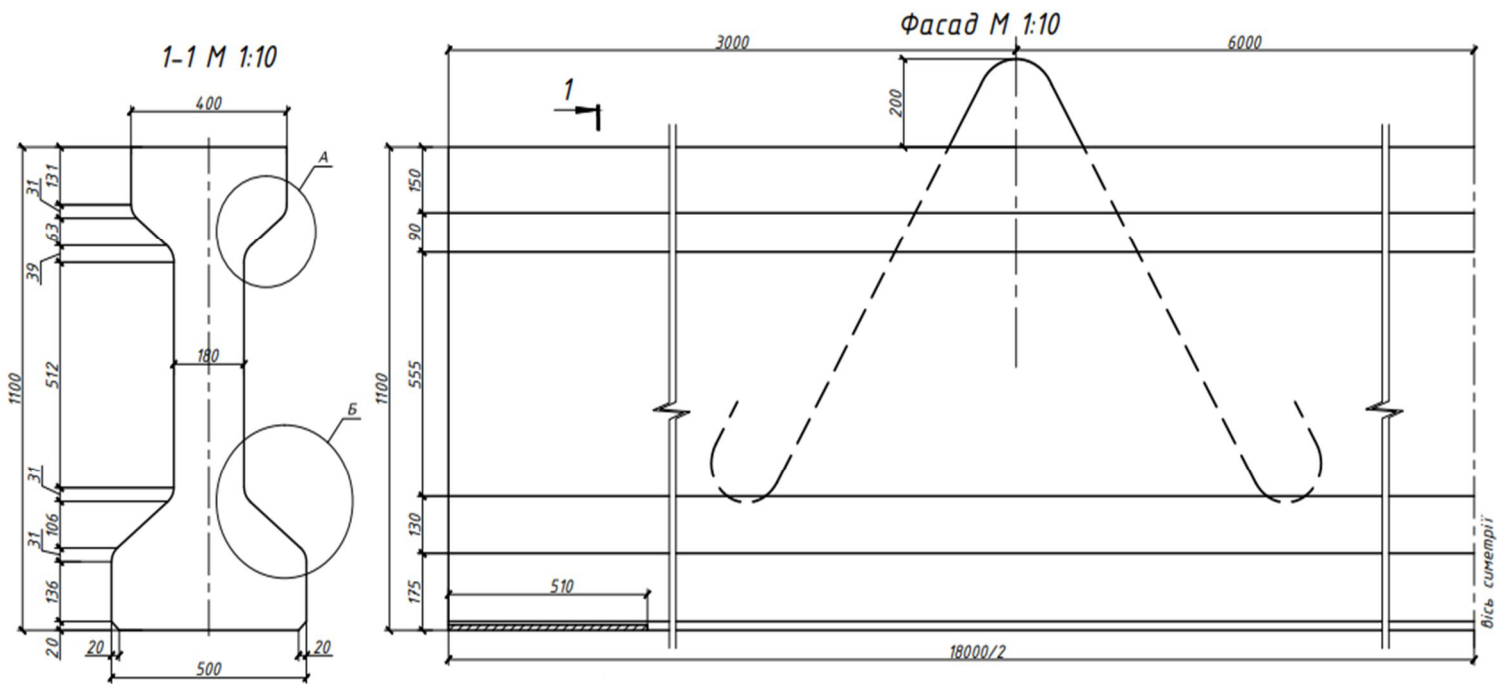


Рисунок 2.5 – Фасад та поперечний переріз балки 18 м

Балки розроблені у відповідності до вимог ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи», ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби. Правила проектування», ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги до проектування». Балка розрахована на збірно-монолітний варіант прогонової будови, який передбачає влаштування монолітної або збірно-монолітної полисти проїзної частини товщиною 200-250 мм (клас бетону за міцністю на стиск В35-В45), гідроізоляції та а/б покриття товщиною до 150 мм. Тимчасове вертикальне навантаження А-11 НК-80. Конструкція призначена для використання в новому будівництві та ремонтах транспортних споруд, розташованих на автомобільних дорогах загального користування та міських вулицях.

Для виготовлення балок прогонових будов використовується бетон з середньою щільністю від 2200 до 2500 кг/м³ за ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Клас бетону за міцністю на стиск В45, за морозостійкістю – F200 (за ДБН В.2.3-14) Попередньо-напружена арматура- канати типу К-7 (діаметр 15 мм) за ГОСТ 13840-68. Ненапружена арматура та сталь закладних деталей , що використовується для армування балки представлена в таблиці 2.3

Таблиця 2.2 – Граничні зусилля в перерізах при розрахунку на міцність

Найменування зусилля	Значення зусилля
Згинальний момент в середині прогону, кНм	4940
Поперечна сила на опорі, кН	1470

Таблиця 2.3 – Ненапружена арматура і закладні деталі

Найменування сталі	Вид виробу	Марка сталі
Арматурна сталь класу А-I	Закладні деталі	Ст3сп, Ст3пс, Ст3кп
Арматурна сталь класу А-III	В'язальні сітки та каркаси	25Г2С
Арматурна сталь класу Вр-II	В'язальні сітки	За ГОСТ 7348
Прокатна сталь штабова	Закладні деталі	16Д Ст3сп, Ст3пс

Таблиця 2.4 – Витрати сталі на балку

Марка елементу	Робоча	Вироби арматурні							Вироби закладні							Загальні витрати, кг	
	арматура	Арматура класу, кг					В'язаль- ний дріт	Разом, кг	Арматура класу, кг					Разом, кг			
									А-III			А-III	Всього, кг		Ст.3сп		
		ГОСТ 5781-82			ГОСТ 5781-82	ГОСТ 5781-82			ГОСТ 5781-82	ГОСТ 82-70							
		Канати типу К-7 (Ø15 мм)	Ø8	Ø12	Ø16	Всього			Ø6	Ø8	Ø36	Ø16			510x460x12		100x80x10
Арматурна прядь, L=18,0 м																	
Б1800.110.40.П	652,81	158,33	626,44	374,80	1159,57	10,21	11,60	1181,38	1,04	43,1	17,2	61,34	44,2	---	44,2	105,54	1286,92
Б1800.110.40.К	652,81	158,33	626,44	374,80	1159,57	10,21	11,60	1181,38	8,32	43,1	17,2	68,62	44,2	16,38	60,58	129,20	1310,58

Таблиця 2.5 – Витрати матеріалів на балку

Марка елемента	Клас бетону	Витрати матеріалів на виріб						Маса,
		Бетон, м ³	К-7	AI	AIII	В _p -II	Ст.3сп	Т
Б1800.110.40.П	В45	5,70	652,81	44,14	1176,77	10,21	44,2	15,04
Б1800.110.40.К		5,70	652,81	51,42	1176,77	10,21	60,58	15,06

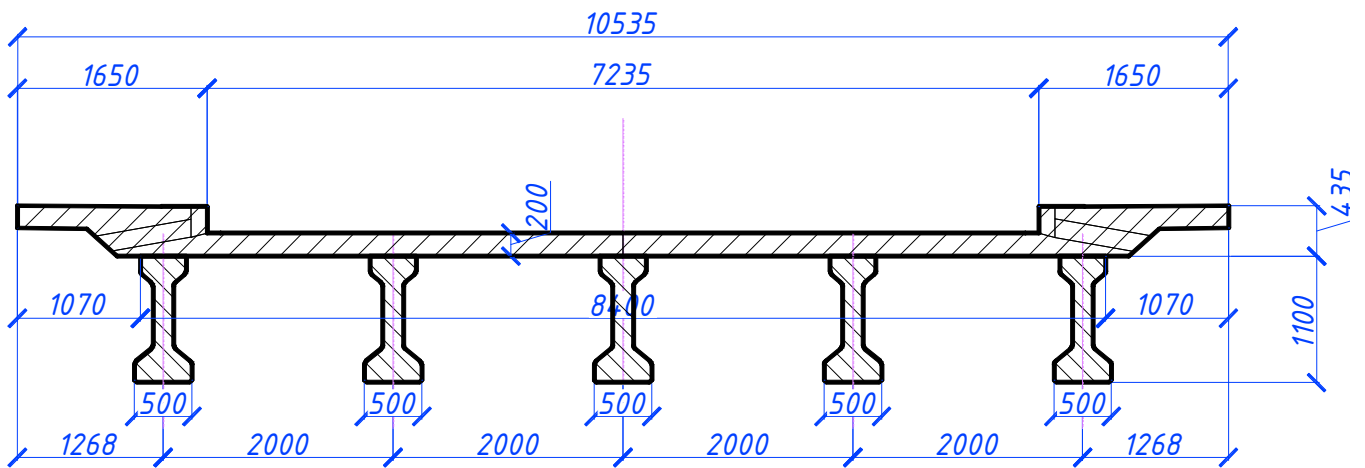
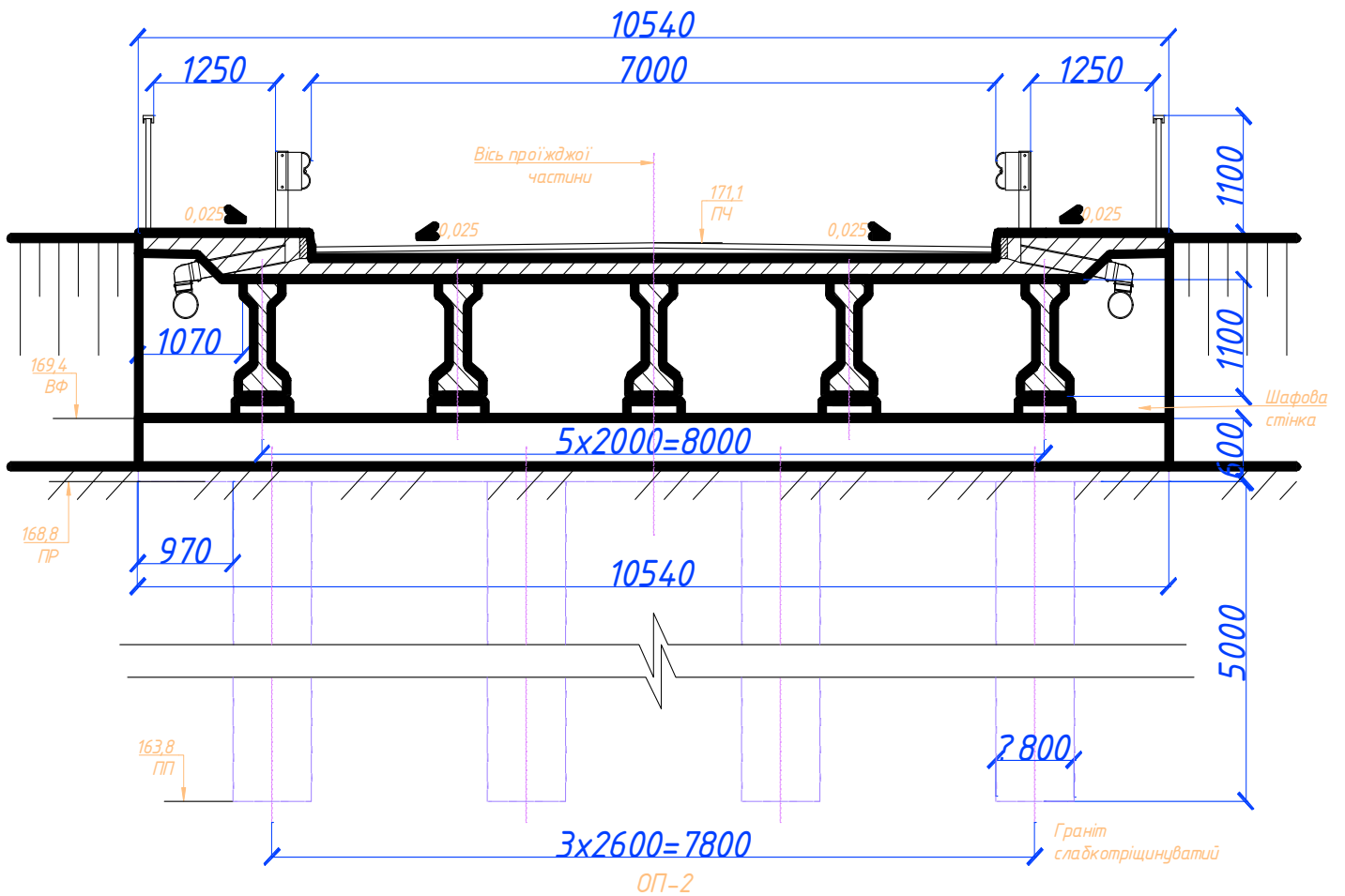


Рисунок 2.6 – Поперечний переріз балкової прогонової споруди

Рисунок 2.7 – Поперечний переріз балкової прогонової споруди



Таблиця 2.6 – Визначення вартості варіанту №2

№ п/п	Найменування робіт та одиниця виміру	Розрахункові формули	Одиниц на вартість, грн	Загальна вартість, грн
1	Шпунтове огороження, м ² Оп.1 Оп.2	$F_i = P_i \cdot h_i = ((A_i^p + B_i^p) \cdot 2 + 8) \cdot (h_i + 3,5)$ $F_1 = P_1 \cdot h_1 = ((2.2 + 11.145) \cdot 2 + 8) \cdot (2 + 3,5) = 190$ $F_2 = P_1 \cdot h_1 = (2.2 + 11.145) \cdot 2 + 8) \cdot (2 + 3,5) = 190$ $\text{Всього } F = 381.59$	510,7	194 878.01
2	Буронабивні стовпи, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = (\pi r^2) \cdot h \cdot n$ $V0 = 3.14 \cdot 0.8^2 \cdot 15 \cdot 4 = 120.57$ $V1 = 3.14 \cdot 0.8^2 \cdot 5.1 \cdot 4 = 40.99$ $\text{Всього } V = 161.56$	2548,8	411 654.88
3	Стояни, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = V_{\text{тіла}} + V_p + V_{\text{ог}}$ $V1 = V2 = V_p + V_t + V_{\text{ог}} = 14.48 + 4.3 + 6.2 = 24.98$ $\text{Всього } V = 49.96$	5000	249 800
5	Залізобетонні балки прогонової будови, м ³ $l_{\text{п}} = 18\text{м}$	$V = 5.76 \cdot 5 = 28.8$	28 300	815 040
6	Конуси насипу, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = \frac{2.25 \cdot P_i}{6} \cdot H_{\text{нас}}^3$ $V1 = \frac{2.25 \cdot 3,14}{6} \cdot 2.6^3 = 7.95$ $V2 = \frac{2.25 \cdot 3,14}{6} \cdot 2.7^3 = 8.5$ $\text{Всього } V = 16.45$	520	8554
7	Монолітна залізобетонна прогонова будова м ³	$V = 45.21$	15 000	678 150
8	Укладка нового полотна автодороги м ²	$S = 169.4$	1000	169 400
9	Установка бар'єрного огороження м.п.	$\text{м.п.} = 48.4$	4 500	217 800
10	Установка перильного огороження м.п.	$\text{м.п.} = 48.4$	4 500	217 800
	Всього			2 963 076.89

2.3 Варіант № 3

Варіант 3 це однопрогоновий сталеве залізобетонний міст через малу несудноплавну річку під автомобільну дорогу. Для цього варіанту використано металеві балки двотаврового типу з ребрами жорсткості довжиною 18 м, та вистою перерізу 1000 мм під тимчасове вертикальне навантаження А11 НК80. Для варіанту 1 використовується залізобетонні немасивні стояни під автодорожній міст. Фундаменти мосту це буронабивні палі із обсадною трубою. Схема мосту: 18м

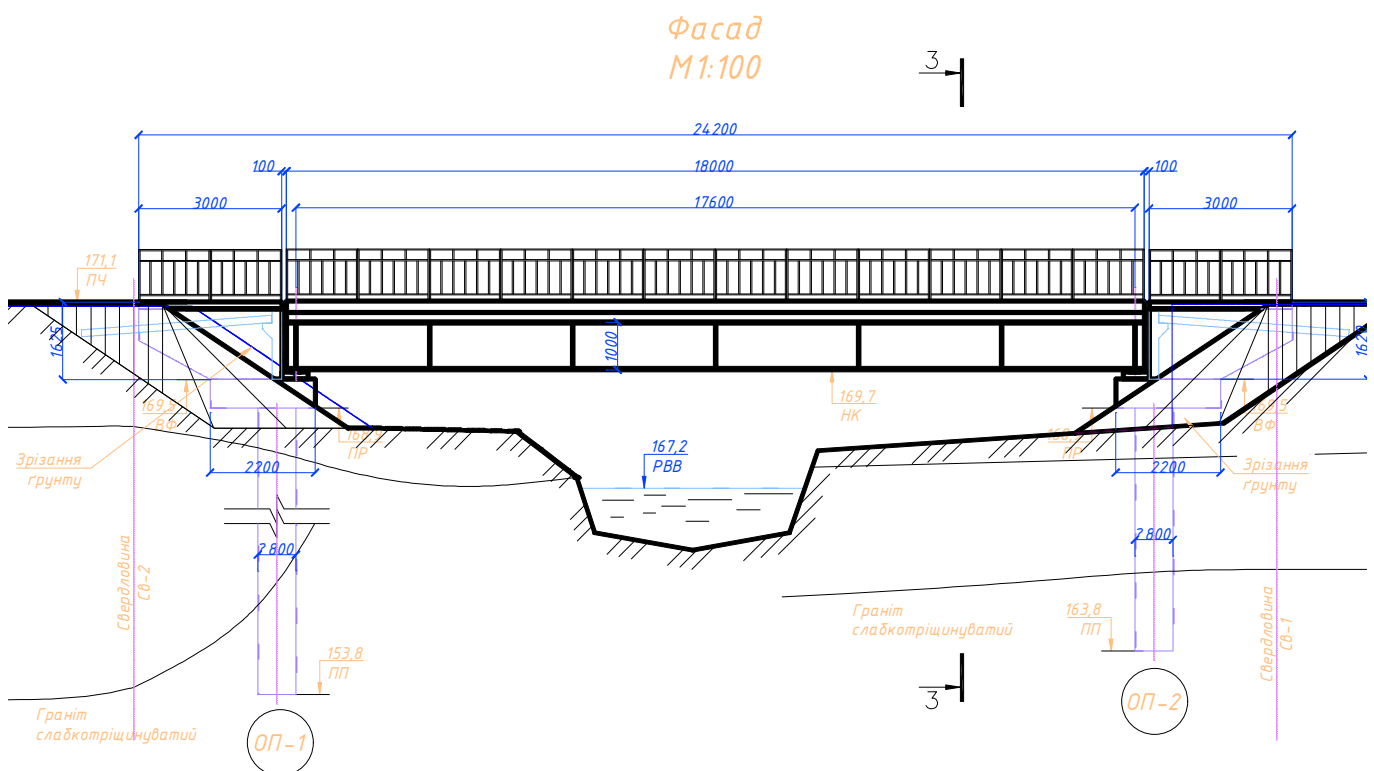


Рисунок 2.8 – Фасад мосту

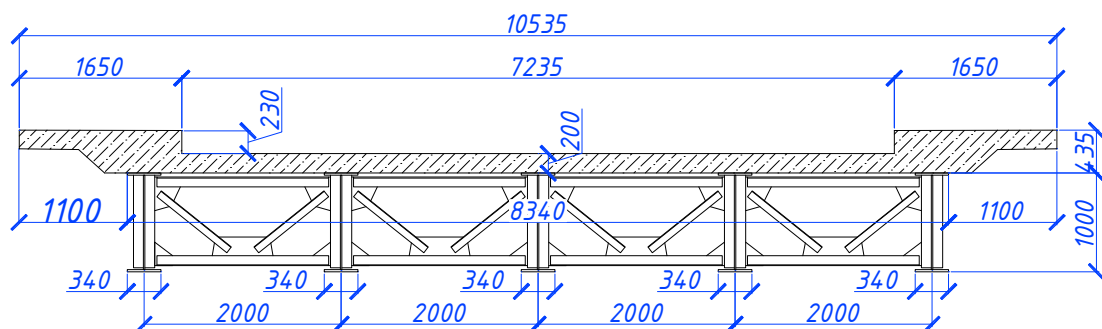


Рисунок 2.9 – Поперечний переріз прогонової будови.

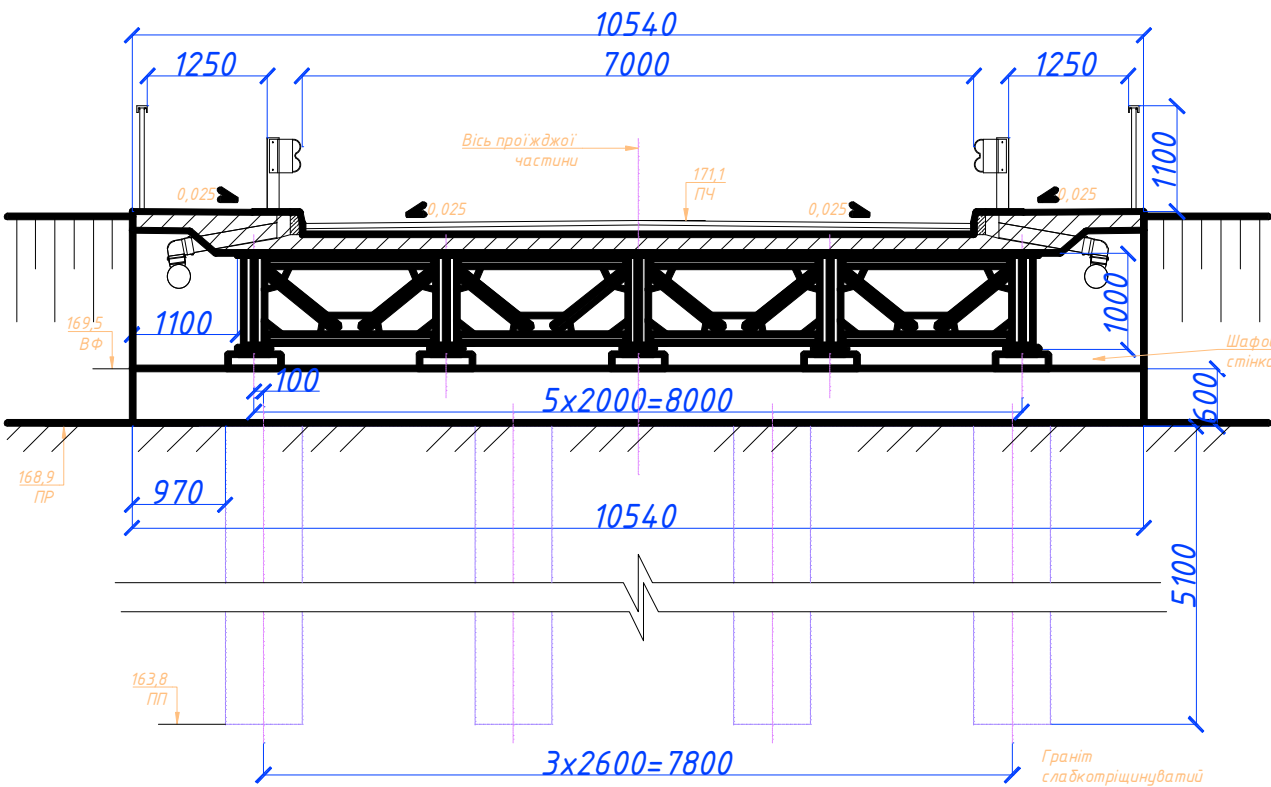


Рисунок 2.10 – Поперечний переріз мосту

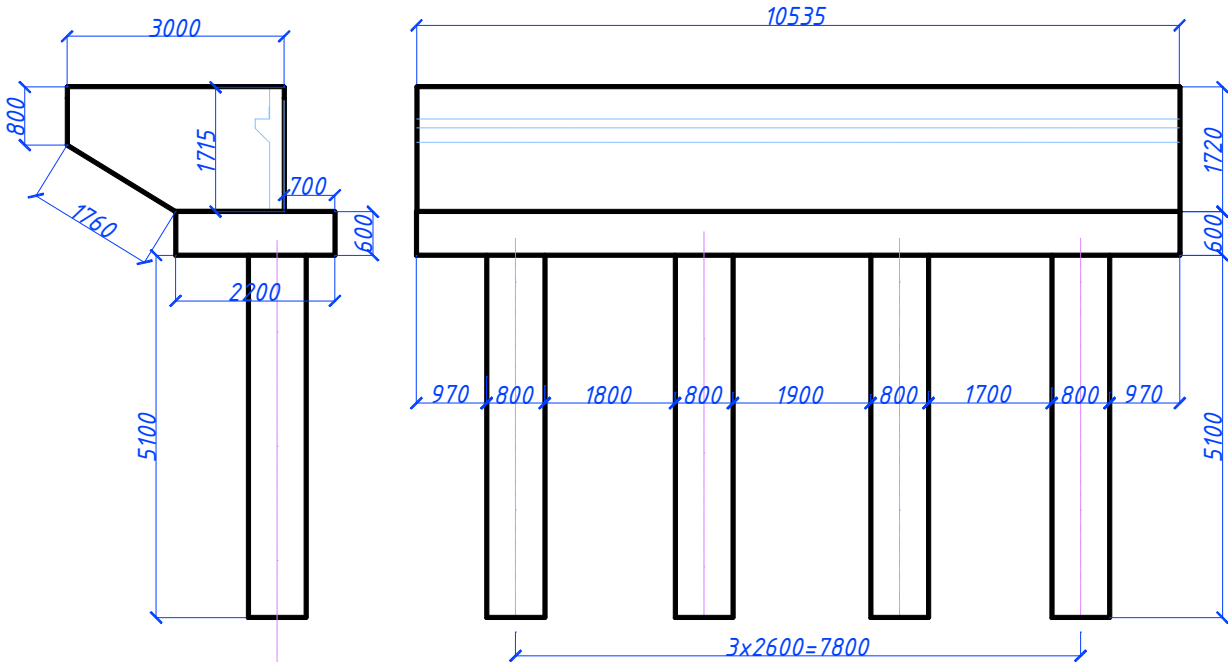


Рисунок 2.11 – Стоян під автодорожній міст

Таблиця 2.7 – Визначення вартості варіанту №3

№ п/п	Найменування робіт та одиниця виміру	Розрахункові формули	Одиниц на вартість, грн	Загальна вартість, грн
1	Шпунтове огороження, м ² Оп.1 Оп.2	$F_i = P_i \cdot h_i = ((A_i^p + B_i^p) \cdot 2 + 8) \cdot (h_i + 3,5)$ $F_1 = P_1 \cdot h_1 = ((2.2 + 11.145) \cdot 2 + 8) \cdot (2 + 3,5) = 190$ $F_2 = P_1 \cdot h_1 = (2.2 + 11.145) \cdot 2 + 8) \cdot (2 + 3,5) = 190$ $\text{Всього } F = 381.59$	510,7	194 878.01
2	Буронабивні стовпи, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = (\pi r^2) \cdot h \cdot n$ $V0 = 3.14 \cdot 0.8^2 \cdot 15 \cdot 4 = 120.57$ $V1 = 3.14 \cdot 0.8^2 \cdot 5.1 \cdot 4 = 40.99$ $\text{Всього } V = 161.56$	2548,8	411 654.88
3	Стояни, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = V_{\text{тіла}} + V_p + V_{\text{ог}}$ $V1 = V2 = V_p + V_t + V_{\text{ог}} = 14.48 + 4.3 + 6.2 = 24.98$ $\text{Всього } V = 49.96$	5000	249 800
5	Металеві балки, м ³ $l_{\text{п}} = 18\text{м}$	$T = 20,5$	55 000	1 127 500
6	Конуси насипу, м ³ Оп.1 Оп.2	$V = \frac{2.25 \cdot P_i}{6} \cdot H_{\text{нас}}^3$ $V1 = \frac{2.25 \cdot 3,14}{6} \cdot 2.6^3 = 7.95$ $V2 = \frac{2.25 \cdot 3,14}{6} \cdot 2.7^3 = 8.5$ $\text{Всього } V = 16.45$	520	8554
7	Монолітна залізобетонна прогонова будова м ³	$V = 45.21$	15 000	678 150
8	Укладка нового полотна автодороги м ²	$S = 169.4$	1000	169 400
9	Установка бар'єрного огороження м.п.	м.п.=48.4	4 500	217 800
10	Установка перильного огороження м.п.	м.п.=48.4	4 500	217 800
	Всього			3 275 536.89

2.4 Порівняння варіантів

Таблиця 2.8 – Техніко-економічне порівняння

№ 3/п	Найменування	Од. Вим.	Об'єм		
			Варіант№1	Варіант№2	Варіант№3
1	Схема мосту	м	18	18	18
2	Вартість матеріалів	грн	2 752 386.89	2 963 076.89	3 275 536.89
3	Вартість одного ПМ	грн	152 910.38	159 059.77	181 974.27

Висновок

Зробивши техніко-економічне порівняння варіантів бачимо, що найбільше вигідний з точки зору вартості матеріалів є перший варіант. Але в навчальних цілях обираємо другий варіант. До подальшого розрахунку беремо варіант №2

РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

3.1. Визначення зусиль в плиті

Вихідні дані. Габарит мосту Г-7 м, тротуари по 1.25 м.

Прогонова будова komponується із семи головних балок довжиною 18 м з відстанню між осями 2 м.(див. рис. 3.1)

Мінімальна товщина плити проїзної частини складає 20 см.

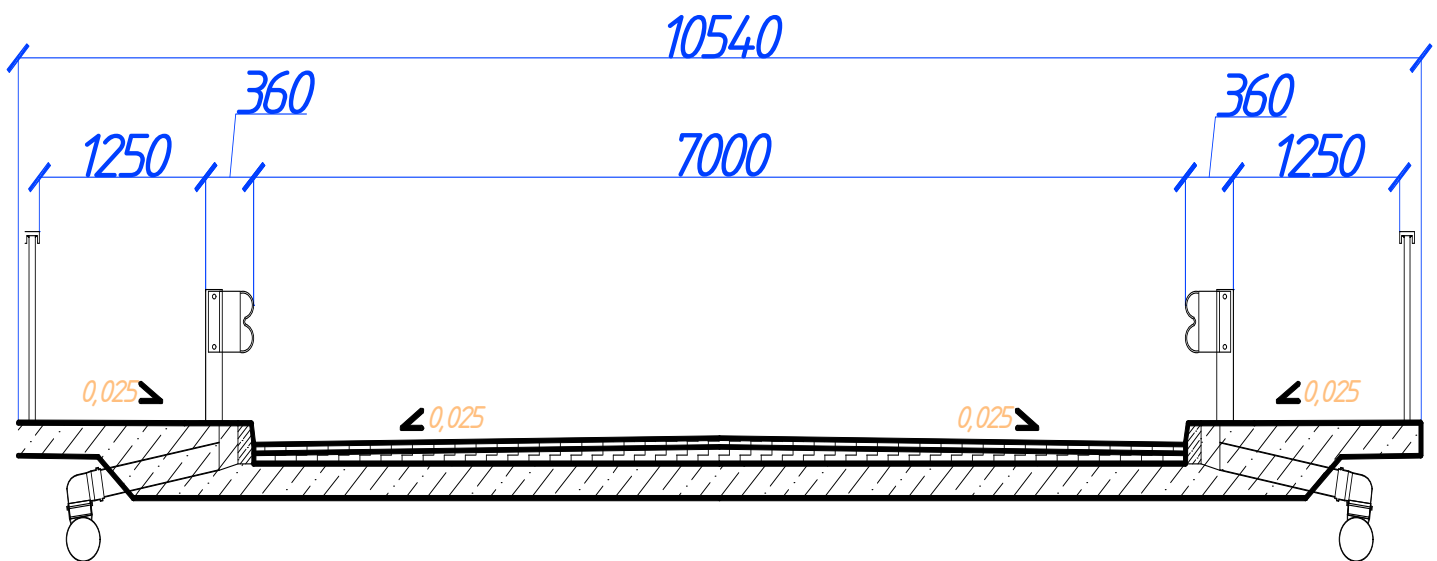


Рисунок 3.1 – Поперечний переріз прогонової будови

Постійне навантаження на 1 м^2 плити складається із ваги шарів дорожнього одягу та її власної ваги. Результати зведені в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1. – Постійне навантаження на 1 м^2 плити

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м
1	2	3	4
А/Б дрібнозернистий $d = 8\text{ см}; r = 23\text{ кН/м}^3$	$1 \cdot 0.08 \cdot 23 = 1.84$	2.00	3.68
А/Б піщаний $\delta = 4\text{ см}; \rho = 20$	$1 \cdot 0.04 \cdot 20 = 0.80$	2.00	1.6
Гідроізоляція $\delta = 0.3\text{ см}; \rho = 15\text{ кН/м}^3$	$1 \cdot 0.01 \cdot 15 = 0.15$	1.25	0.187
Монолітна плита $\delta = 20\text{ см}; \rho = 24.5\text{ кН/м}^3$	$1 \cdot 0.20 \cdot 24.5 = 4.9$	1.25	6.125
Всього	7.62		11.5

Розрахунковий прогін плити дорівнює прольоту по осям між балками прогонової будови і складає 2 м.

Визначаємо нормативний момент всередині прогону плити від постійного навантаження за формулою:

$$M_{g,n} = \frac{g_n \cdot l_p^2}{8} = \frac{9,055 \cdot 2^2}{8} = 4,52 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.1)$$

Розрахунковий момент від постійного навантаження:

$$M_g = \frac{g \cdot l_p^2}{8} = \frac{13,30 \cdot 2^2}{8} = 6,65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Плита проїзної частини розраховується на тимчасові навантаження

I випадок завантаження: в прогоні плити розміщена одна колія навантаження А11 (див. рис 3.2).

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження А11 за наступною формулою:

$$\frac{\nu}{2} = \frac{0,98 \cdot K}{2} = \frac{0,98 \cdot 11}{2} = 5,39 \text{ кН/м} \quad (3.2)$$

де $K=11$ – клас навантаження, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження А11 за наступною формулою:

$$\frac{P}{2} = \frac{9,81 \cdot K}{2} = \frac{9,81 \cdot 11}{2} = 53,95 \text{ кН/м} \quad (3.3)$$

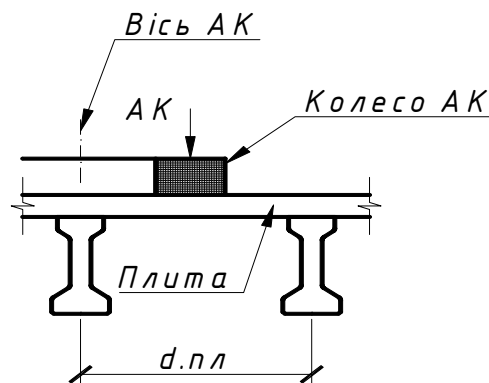


Рисунок 3.2 – Схема навантаження плити однією смугою А-11

При ширині колії $b=0,6$ м та розподіленні навантаження в товщі дорожнього одягу $H=0,11$ м під кутом 45° ширина площадки розподілу навантаження вздовж прогону плити визначається за формулою:

$$b_1 = b + 2H = 0,6 + 2 \cdot 0,125 = 0,85 \text{ м} \quad (3.4)$$

Поперек прогону плити за формулою:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,125 + \frac{2}{3} = 1,117 \text{ м} \quad (3.5)$$

Зважаючи на те, що ширина площадки взаємодії поперек прольоту плити не може бути менше ніж:

$$a_1 \geq \frac{2}{3} \cdot l_p = \frac{2}{3} \cdot 2 = 1,33 \quad (3.6)$$

Приймаємо $a_1 = 1,33$ м ;

Інтенсивність тимчасового смугового навантаження на 1 погонний метр розрахункового прогону плити:

$$q_v = \frac{v/2}{b_1} \cdot 1 = \frac{5,39}{0,85} \cdot 1 = 6,34 \text{ кН/м} \quad (3.7)$$

Інтенсивність навантаження від одного колеса тандему з тиском на вісь $P_{AT}=147,15$ кН:

$$q_p = \frac{P_{AT}}{2 \cdot a_1 \cdot b_1} = \frac{107,91}{2 \cdot 1,33 \cdot 0,85} = 47,61 \text{ кН/м} \quad (3.8)$$

Нормативний згинаючий момент в середині прогону:

$$\begin{aligned} M_0^H &= \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0,5 \cdot b_1}{4} = \\ &= \frac{7,62 \cdot 2^2}{8} + (6,34 + 47,61) \cdot 0,85 \cdot \frac{2 - 0,5 \cdot 0,85}{4} = 21,86 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.9)$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону:

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (\gamma_{f,v} \cdot q_v + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} = \\
 &= \frac{11.5 \cdot 2^2}{8} + (1.5 \cdot 6.34 + 1.3 \cdot 1.5 \cdot 47.61) \cdot 0.85 \cdot \frac{2 - 0.5 \cdot 0.85}{4} = 40 \text{ кН} \cdot \text{м}
 \end{aligned}
 \quad (3.10)$$

де $(1 + \mu) = 1,3$ – динамічний коефіцієнт для тандему, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону для розрахунку на витривалість:

$$M_0 = ((1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} = (1.3 \cdot 1.5 \cdot 47,61) \cdot 0.85 \cdot \frac{2 - 0.5 \cdot 0.85}{4} = 31.07 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.11)$$

де $(1 + \mu) = 1,0$ – динамічний коефіцієнт для розрахунку на витривалість, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

Динамічний коефіцієнт для смугового навантаження $(1 + \mu) = 1.0$ згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

II випадок завантаження: в прогоні плити розміщені дві колії навантаження А-15 – від двох смуг максимально наближених одна до одної (див. рис 3.3):

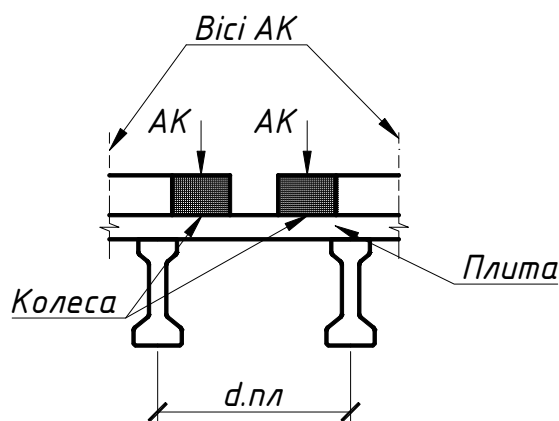


Рисунок 3.3 – Схема завантаження плити двома смугами А-11.

Визначаємо загальну площадку розподілення тиску від двох колій (колiс) шириною визначеною за формулою:

$$b_2 = 1.1 + b_1 = 1.1 + 0.85 = 1.95 \text{ м} \quad (3.12)$$

де $b_1 = 0.85$ – з розрахунку за першим випадком завантаження, м;

Умова $b_2 < l_p$ виконується, приймаємо $b_2 = 1,92$ м

Інтенсивність рівномірного смугового навантаження:

$$q_v = \frac{2 \cdot V / 2}{b_1} \cdot 1 = \frac{2 \cdot 5.39}{0.85} \cdot 1 = 5.53 \text{ кН/м} \quad (3.13)$$

Інтенсивність навантаження від тандему:

$$q_P = \frac{P_{AT}}{a_1 \cdot b_1} = \frac{107,91}{1,33 \cdot 1,95} = 41.5 \text{ кН/м} \quad (3.14)$$

Згинальний момент в середині прогону смуги плити шириною 1 м:

Нормативний:

$$\begin{aligned} M_0^H &= \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_1) \cdot b_2 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_2}{4} = \\ &= \frac{7.62 \cdot 2^2}{8} + (5.53 + 41.5) \cdot 1.95 \cdot \frac{2 - 0.5 \cdot 1.95}{4} = 27.31 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.15)$$

Розрахунковий:

$$M_0 = \frac{11.5 \cdot 2^2}{8} + (1.5 \cdot 5.53 + 1.3 \cdot 1.5 \cdot 41.5) \cdot 1.95 \cdot \frac{2 - 0.5 \cdot 1.95}{4} = 50.33 \quad (3.16)$$

При визначенні поперечної сили враховуємо, що у опори ширина площадки розподілення поперек прогону плити $a_K = a + 2H$, але не менше $l_p / 3$:

$$a_{on} = 0,2 + 2 \cdot 0,125 = 0,45 \text{ м} < \frac{l_p}{3} = \frac{2}{3} = 0,667 \text{ м} \quad (3.17)$$

Ординати лінії впливу під осями коліс:

$$y_1 = \frac{1(l_p - (0,85 / 2))}{l_p} = \frac{1(2 - (0,85 / 2))}{2} = 0.788 \quad (3.18)$$

$$y_2 = \frac{1(l_p - (0,85 / 2) - 1.1)}{l_p} = \frac{1(2 - (0,85 / 2) - 1.1)}{2} = 0.237 \quad (3.19)$$

Тоді розрахункова величина поперечної сили біля опори буде:

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_p}{2} + \left[\gamma_{f.A} \cdot \frac{v}{2} \cdot (y_1 + y_2) + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.AT} \cdot \frac{P_{AT}}{2} \cdot \frac{(y_1 + y_2)}{a_1} \right], \quad (3.20)$$

$$Q_0 = \frac{11.5 \cdot 2}{2} + \left[1.5 \cdot 5.39 \cdot (0.788 + 0.237) + 1.5 \cdot 1.3 \cdot \frac{107.91}{2} \cdot \frac{(0.788 + 0.237)}{1.33} \right] = 100.67 \text{ кН}$$

III випадок завантаження: в прогоні плити розміщене одне колесо навантаження НК-80 (див. рис. 3.4).

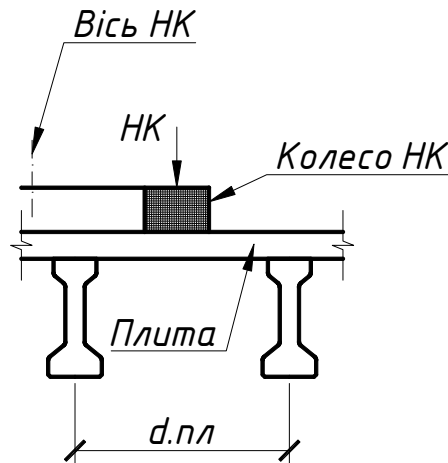


Рисунок 3.4 – Схема для визначення згинального моменту від навантаження НК-80.

При ширині колеса $b=0.8$ м та $H=0,125$ м тиск, що розподіляється від нього в товщі дорожнього одягу під кутом 45° рівний:

$$b_1 = b + 2H = 0,8 + 2 \cdot 0,125 = 1,05 \text{ м} \quad (3.20)$$

Вздовж руху ширина площадки розподілення співпадає з шириною площадки для колеса тандему А-11 $a_1=1.08$ м, а тому може дорівнювати $\frac{2}{3} \cdot l_p = 1,33$ м, але не більше ніж відстань між колесами 1,2 м.

В нашому випадку приймаємо спільну площадку з розмірів вздовж руху:

$$\begin{aligned} a_1 &= 3 \cdot 1.2 + a + 2H + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 2.7 + 0.2 + 2 \cdot 0.125 + \frac{2}{3} = \\ &= 9.217 \end{aligned} \quad (3.21)$$

При розташуванні колеса біля опори:

$$a_1 = 3 \cdot 2.7 + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 2.7 + \frac{2}{3} = 9.43 \text{ м} \quad (3.22)$$

Інтенсивність навантаження на 1 м^2 :

$$q_p = \frac{n_p \cdot P_{HK} / 2}{a_1 \cdot b_1} = \frac{4 \cdot 196.2 / 2}{9.43 \cdot 1.05} = 39.62 \quad (3.23)$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прогону плити:

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.p} \cdot q_p \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5b_1}{4}, \quad (3.24)$$

$$M_0 = \frac{11.5 \cdot 2^2}{8} + 1 \cdot 1 \cdot 39.62 \cdot 1.05 \cdot \frac{2 - 0.5 \cdot 1.05}{4} = 21.09 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

де $(1 + \mu) = 1.0$ – динамічний коефіцієнт для розрахунку НК-80, що приймається згідно з [3].

Ординати лінії впливу під віссю колеса:

$$y_3 = \frac{1(l_p - 1.02 / 2)}{l_p} = \frac{1(2 - 1.05 / 2)}{2} = 0.738 \quad (3.25)$$

Поперечна сила біля опори:

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_p}{2} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.p} \cdot \frac{4 \cdot P_{HK} / 2}{a_1} \cdot y_3; \quad (3.26)$$

$$Q_0 = \frac{11.5 \cdot 2}{2} + 1 \cdot \frac{4 \cdot 196.2 / 2}{9.43} \cdot 0.738 = 42.18 \text{ кН}$$

Отримані значення моментів і поперечних сил зводимо в таблицю 3.2:

Таблиця 3.2 – Постійне навантаження на 1м² плити

Нормативні або розрахункові зусилля	I випадок А-11 (1 колесо)	II випадок А-11 (2 колеса)	III випадок НК-80
1	2	3	4
$M_0^H, \kappa H \cdot m$ $M_0, \kappa H \cdot m$	2186 40	27.31 50.33	- 21.09
$M_q^H, \kappa H \cdot m$ $M_q, \kappa H \cdot m$	3.81 5.75	3.81 5.75	3.81 5.75
$Q, \kappa H$	80.01	100.67	42.18

Для подальших розрахунків плити вибираємо з таблиці максимальні величини згинальних моментів та поперечних сил (розрахункових для розрахунків на міцність та витривалість, нормативних – для розрахунку тріщиностійкості) для різних випадків навантаження. Навантаження НК-100 не враховується при розрахунках плити проїзної частини на тріщиностійкість і витривалість.

Дійсна робота плити, як нерозрізної системи на пружних опорах з частковим защемленням плити в ребрах, враховуємо використовуючи поправочні коефіцієнти α . Для цього переріз балки приводимо до прямокутних форм.

Момент інерції на кручення :

$$I_k = \frac{1}{3} \times \left(\frac{b}{\delta} - 0.63 \right) \times \delta^4 = \frac{1}{3} \times \left(\frac{2}{0.2} - 0.63 \right) \times 0.2^4 = 0.005 \text{ см}^4; \quad (3.27)$$

де $b=2$ – розрахунковий прогін плити, м;

$\delta=2$ – висота плити, м;

Циліндрична жорсткість плити:

$$D = \frac{E_b \times h_f^3}{12 \times (1 - \nu^2)} = \frac{E_b \times 20^3}{12 \times (1 - 0.2^2)} = 694 E_b \quad (3.28)$$

$$n_1 = 0.001 \times \frac{D l_p^3}{G_b I_k} = 0.001 \times \frac{989 E_b \times 2^3}{0.42 E_b \times 0.005} = 26.45 \quad (3.29)$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону;

$G_b = 0,4E_b$ – модуль зсуву бетону;

$\nu = 0,2$ – коефіцієнт Пуассона для бетону.

При $n_l = 26.45 < 30$:

$$M_{on} = -0.8M_0 \text{ та } M_{on} = +0.25M_0;$$

$$M_{np} = +0.5M_0 \text{ та } M_{np} = -0.25M_0;$$

Згинальний момент з врахуванням поправочного коефіцієнта α та максимальних моментів в розрізній схемі:

- Біля опори при $\alpha = -0,8$ та $\alpha = +0,25$

$$M_n = -0.8(27.31) = -21.85 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = 0.25(27.31) = 6.83 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.8(50.33) = -40.27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = -0.8(42,772) = -34.21 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.25(76.16) = 19.04 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = 0.25(42,53) = 10,65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- В середині прольоту при $\alpha = +0,5$ та $\alpha = -0,25$

$$M_n = 0.5(47.21) = 23.60 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = -0.25(47.21) = -11.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.5(76.16) = 38.08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = 0.5(42,77) = 21.38 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.25(76.16) = -19.04 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = -0.25(22,53) = -10.65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила визначається як в однопрогоновій балці без урахування нерозрізності. Біля опори $Q = Q_0 = 100.67 \text{ кН}$.

3.2 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту

Приймаємо для плити бетон класу В 45 з:

$R_b = 22 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону стисненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

$R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону розтягненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

Для верхньої зони плити арматура класу А400С діаметром $d = 16 \text{ мм}$:

$R_s = 350 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

Для нижньої зони плити арматура класу А400С діаметром $d = 20 \text{ мм}$:

$R_s = 350 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

$h_f = 25 \text{ см}$ - приймаємо збільшену висоту плити щоб плита пройшла перевірку на тріщиностійкість

Розрахунок армування верхньої зони плити:

1. За товщини плити $h_f = 25 \text{ см}$ робоча висота плити:

$$h_0 = h - a_s = 25 - 2.8 = 22.2 \text{ см} \quad (3.30)$$

$$a_s = a_b + \frac{d}{2} = 2 + \frac{1.6}{2} = 2.8 \text{ см} \quad (3.31)$$

де $a_b = 5$ – захисний шар для верхньої арматури, см;

2. Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{25.166 \cdot 10^3}{22 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.222^2} = 0.023 \quad (3.32)$$

3. За знайденим α_0 визначаємо; $\xi = 0.132$, $\eta_1 = 0.933$.

4. Визначаємо ξ_y :

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 22 = 0,67 \quad (3.33)$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,67}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,67}{1,1}\right)} = 0,53 \quad (3.34)$$

$\xi = 0.173 < \xi_y = 0.53$ – умова виконується.

5. Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{25.16 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{350 \cdot 10^6 \cdot 22.2 \cdot 0,981} = 3.3 \text{ см}^2 \quad (3.35)$$

Для того щоб плита проходила перевірку на тріщиностійкість приймаємо армування верхньої частини плити арматуру класу 8A400C $\varnothing 16$ мм $A_s = 16.08 \text{ см}^2$

В якості розподільчої арматури приймаємо $\varnothing 12$ мм з кроком 200 мм арматури класу A400C. Тоді $A_{sp} = 5,65 \text{ см}^2$

Несуча здатність перерізу:

$$\begin{aligned} M_u &= R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2} \right) = 22 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot \left(\frac{350 \cdot 16.08}{22 \cdot 100} \right) \times \\ &\times \left(\left(22.2 - 5 - \frac{1.6}{2} \right) - \left(\frac{400 \cdot 16.08}{22 \cdot 100} \right) \div 2 \right) = 117.74 \text{ кН} \cdot \text{м} > 25.17 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.36)$$

Міцність забезпечена.

Розрахунок армування нижньої зони плити:

1. За товщини плити $h_f = 25 \text{ см}$, робоча висота плити h_0 :

$$a'_s = a'_b + \frac{d}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ см} \quad (3.47)$$

де $a'_b = 2$ – захисний шар бетону нижньої арматури, см;

$$h_0 = h - a'_s = 25 - 3 = 22 \text{ см} \quad (3.48)$$

2. Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{40.26 \cdot 10^3}{22 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.22^2} = 0.038$$

3. За знайденим α_0 визначаємо $\xi=0,058$; $\eta_1=0.97$

4. Визначаємо ξ_y :

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 22 = 0.67$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.67}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.67}{1.1}\right)} = 0.53$$

$\xi = 0.06 < \xi_y = 0.553$ – умова виконується.

5. Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{40.46 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{350 \cdot 10^6 \cdot 22 \cdot 0.970} = 5.39 \text{ см}^2$$

Для того щоб плита проходила перевірку на тріщиностійкість приймаємо армування верхньої частини плити арматуру класу 8A400C $\varnothing 20 \text{ мм}$
 $A'_s = 25.13 \text{ см}^2$

В якості розподільчої арматури приймаємо $\varnothing 12 \text{ мм}$ з кроком 200 мм арматури класу A400C. Тоді $A'_{sp} = 5.65 \text{ см}^2$

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2}\right) = 22 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot \left(\frac{350 \cdot 25.13}{22 \cdot 100}\right) \times \\ \times \left(\left(25 - 2 - \frac{2}{2}\right) - \left(\frac{350 \cdot 25.13}{22 \cdot 100}\right) \div 2\right) = 175.92 \text{ кН} \cdot \text{м} > 40.27 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Міцність забезпечена.

6. Перевіряємо міцності перерізу плити за поперечною силою

$$Q \leq Q_b + Q_w^r \quad (3.39)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 \quad (3.40)$$

де $c = h_0 = 22.2 \text{ см}$

$$m = 1.3 + 0.4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,22^2}{0,22} = 572 \text{ кН}$$

$$m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 = 1,3 \cdot 1,3 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,22 = 371.8 \text{ кН}$$

Приймаємо $Q_b = 371.8 \text{ кН}$

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r, \quad (3.41)$$

де $A_w^r = 25.13 \cdot 2 = 50.26$ – площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз, см^2 ;

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r = 1000 \cdot 50.26 = 50260 \text{ кг} = 502.6 \text{ кН} \quad (3.42)$$

$Q_b + Q_w^r = 386.8 + 502.6 = 874.4 \text{ кН} > Q = 100.67 \text{ кН}$ – міцність забезпечується.

3.3. Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини

Плиту проїзної частини з ненапруженою арматурою відносять до елементів, в яких допускається утворення тріщин. Гранична ширина розкриття тріщин $\Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$. Перевіряємо тріщиностійкість плити проїзної частини в опорному перерізі і в середині прольоту з максимальними нормативними згинальними моментами $M_n = -37.76 \text{ кН} \cdot \text{м}$ на опорі і $M_n = 23.60 \text{ кН} \cdot \text{м}$ в середині прольоту. Висота стиснутої зони перерізу плити з бетоном класу В35 з $R_b = 17.5 \text{ МПа}$ при армуванні арматурою класу А400С діаметром 20 мм з $A_s = 12.32 \text{ см}^2$ та $R_s = 400 \text{ МПа}$ буде:

Висота стиснутої зони для верхньої арматури:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^6 \cdot 25,13 \cdot 10^{-4}}{22 \cdot 10^6} = 0,039 \text{ м} = 3,9 \text{ см} \quad (3.43)$$

Висота стиснутої зони для нижньої арматури:

$$x' = \frac{R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^6 \cdot 16,08 \cdot 10^{-10}}{22 \cdot 10^6} = 0,025 \text{ м} = 2,5 \text{ см} \quad (3.44)$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в опорному перерізі):

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \cdot (h_0 - 0,5x)} = \frac{13,65 \cdot 10^3}{16,08,32 \cdot (22 - 0,5 \cdot 2,5)} = 405,88 \text{ МПа} \quad (3.45)$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в середині прольоту):

$$\sigma'_s = \frac{M'_n}{A'_s \cdot (h'_0 - 0,5x')} = \frac{21,85 \cdot 10^3}{25,13 \cdot (22 - 0,5 \cdot 3,9)} = 434,65 \text{ МПа} \quad (3.46)$$

Площа зони взаємодії (в опорному перерізі):

$$A_r = b \cdot \left(a_b + \frac{d}{2} + d \right) = 100 \cdot \left(2 + \frac{1,6}{2} + 1,6 \right) = 440 \text{ см}^2 \quad (3.47)$$

Площа зони взаємодії (в середині прольоту):

$$A'_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + d \right) = 100 \cdot \left(2 + \frac{2}{2} + 2 \right) = 500 \text{ см}^2 \quad (3.47)$$

Радіус армування (в опорному перерізі):

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{440}{1,8 \cdot 1,6} = 34,37 \text{ см} \quad (3.48)$$

Радіус армування (в середині прольоту):

$$R'_r = \frac{A'_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{500}{1,8 \cdot 1} = 31,25 \text{ см} \quad (3.49)$$

де $\beta = 1$ – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном;

$n = 6$ – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром d ;

Коефіцієнт розкриття тріщин(в опорному перерізі):

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{R_r} = 1.5 \cdot \sqrt{34.37} = 8.79 \quad (3.50)$$

Коефіцієнт розкриття тріщин(в середині прольоту):

$$\Psi' = 1.5 \cdot \sqrt{R_r'} = 1.5 \cdot \sqrt{31.25} = 8.39 \quad (3.51)$$

Ширина розкриття тріщин при $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа для арматури класу А400С:

в опорному перерізі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \Psi = \frac{405.88}{1.96 \cdot 10^5} \cdot 8.79 = 0.0182 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (3.52)$$

в середині прольоту:

$$a'_{cr} = \frac{\sigma'_s}{E_s} \cdot \Psi' = \frac{434.86}{1.96 \cdot 10^5} \cdot 8.38 = 0.0185 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (3.53)$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

3.4. Розрахунок плити проїзної частини на витривалість

У відповідності до ДБН В.2.3-22:2009 плита проїзної частини автодорожніх та міських мостів підлягає розрахунку на витривалість.

Розрахунок на витривалість елементів залізобетонних конструкцій з ненапруженою арматурою виконується за формулами опору матеріалів без врахування роботи бетону розтягнутої зони.

Перевірка за бетоном:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' \leq \gamma_{bl} \cdot R_b \quad (3.54)$$

де $M = -18.02$ – максимальний момент на витривалість, кН · м ;

I_{red} – приведений до бетону момент інерції перерізу плити шириною 100 см відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони;

Товщина плити 25 см, арматура прийнята А400 Ø 16 мм, захисний шар для верхньої арматури 2 см, а для нижньої робочої арматури А400 Ø 20мм, захисний шар 2 см.

Коефіцієнт відношення модулів пружності $n' = \frac{E_s}{E_b} = 10$ у розрахунках на витривалість приймаємо для бетону класу В45 згідно ДБН В.2.3-14:2006.

Площа арматури $A_s = 16.08 \text{ см}^2$ в верхній зоні та $A'_s = 25.13 \text{ см}^2$ – у нижній зоні.

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A'_s}{b} = 10 \frac{25.13 + 16.08}{100} = 4.12 \text{ см} \quad (3.55)$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{100} = 2 \cdot 10 \frac{(25.13 \cdot 22 + 16.08 \cdot 2.8)}{100} = 119.6 \text{ см}^2 \quad (3.56)$$

Висоту стиснутої зони бетону визначаємо без врахування роботи бетону розтягнутої зони за формулою:

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -4.12 + \sqrt{4.12^2 + 119.76} = 7.6 \text{ см} \quad (3.57)$$

Приведений до бетону момент інерції перерізу плити шириною 100 см відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони буде:

$$I_{red, nl} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2, \quad (3.58)$$

$$I_{red, nl} = \frac{100 \cdot 7.6^3}{3} + 10 \cdot 25.13 \cdot (22 - 7.6)^2 + 10 \cdot 16.08 \cdot (7.6 - 2.8)^2 = 70450 \text{ см}^4$$

Визначення $\sigma_{b, max}$ та $\sigma_{b, min}$ для бетону при $M_{max} = -24.86 \text{ кНм}$ та $M_{min} = +7.77 \text{ кНм}$

$$\sigma_{b,\max} = M_{\max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -24.86 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.076}{704.50 \cdot 10^{-6}} = -2.669 \text{ МПа} \quad (3.59)$$

$$\sigma_{b,\min} = M_{\min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = +7.77 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.076}{704.50 \cdot 10^{-6}} = +0.834 \text{ МПа} \quad (3.60)$$

В ДБН В.2.3-14:2006 знаходимо $\beta_b=1.24$ для бетону класу В45;

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,\min}}{\sigma_{b,\max}} = \frac{0.834}{2.669} = 0.313 \text{ тому, що напруження різних знаків.}$$

В [1] знаходимо $\varepsilon_b=1.0$,

$$m_{bl} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.24 \cdot 1.0 \cdot 22 = 16.36 \text{ МПа} \quad (3.61)$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 2,669 \text{ МПа} < 16,36 \text{ МПа}$$

Умову виконано.

Перевіряємо умову міцності арматури плити на витривалість:

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою:

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a'_s) \leq m_{asl} \cdot R_s \quad (3.62)$$

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі при $M_{\max}=-34.21 \text{ кНм}$ та $M_{\min}=+10.65 \text{ кНм}$

$$\sigma_{s,\max} = 10 \cdot 24.86 \cdot 10^3 \frac{0,25 - 0,076 - 0,03}{704.50 \cdot 10^{-6}} = 50.93 \text{ МПа}$$

Для $M_{\min}=-10.65 \text{ кНм}$ розтягнутою буде нижня арматура, тоді:

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A'_s \cdot a'_s + A_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 10 \cdot \frac{(25.13 \cdot 22 + 16.08 \cdot 22.2)}{100} = 86.50 \text{ см}^2 \quad (3.63)$$

Висота стиснутої зони для випадку, коли розтягнутою буде нижня арматура, без врахування роботи бетону розтягнутої зони:

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -4.12 + \sqrt{4.12^2 + 86.50} = 6.05 \text{ см} \quad (3.64)$$

$$\sigma_{s,\min} = n' \cdot M_{\min} \cdot \frac{(x'_1 - a'_s)}{I_{red}} = 10 \cdot (-7.77 \cdot 10^3) \cdot \frac{0.06 - 0.03}{704.5 \cdot 10^{-6}} = 35,83 \text{ МПа} \quad (3.65)$$

Визначення $\rho_s = \frac{\sigma_{s,\min}}{\sigma_{s,\max}} = \frac{-35.83}{50.93} = -0.7$, $\beta_{\rho w} = 1$ за відсутності зварних

з'єднань $\varepsilon_{\rho s} = 0.9$ з [1].

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.54 \cdot 1 \cdot 350 = 189 \text{ МПа} \quad (3.66)$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,\max} = 50.93 \text{ МПа} < 189 \text{ МПа} = m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s$$

Умову виконано.

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Розрахунок провадиться відповідно до вимог положень ДБН В.2.3-14:2006 «Посібники з оцінки та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів», ДБН В.1.2-15:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження та впливу», та інші нормативні документи.

Визначення інтенсивності тимчасових навантажень.

Навантаження A15

Навантаження від автотранспортних засобів на кожну смугу навантаження приймається у вигляді рівномірно розподіленого з інтенсивністю $v = 0,98K$ кН/м (0,1K тс/м) та тандему з навантаженням на вісь $P = 9,81K$ кН ($P = 1K$ тс), де K – клас навантаження. $K=11$.

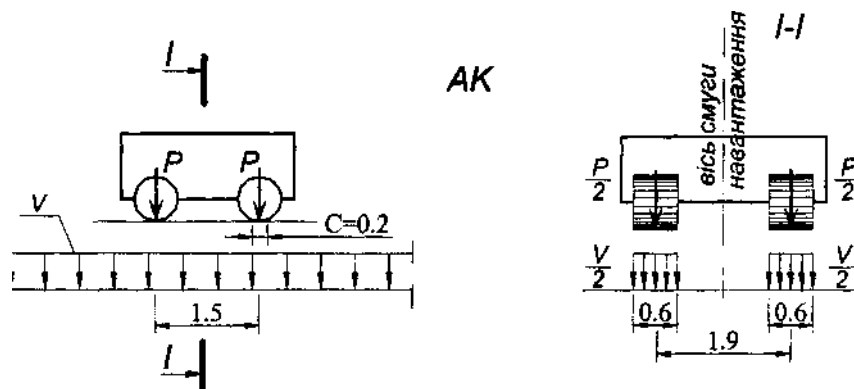


Рисунок 4.1– Модель АК.

Розміщення смуг навантажень АК поперек мосту виконується за двома правилами:

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

мінімальна відстань між осями смуг становить 3,0 м.

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

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

а) для тандемів навантаження АК:

першої і другої смуги – $s_1 = 1,0$;

третьої – $s_1 = 0,75$;

четвертої – $s_1 = 0,5$;

п'ятої і далі – $s_1 = 0,0$;

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

для додаткової смуги навантажень п'ятої і далі – $s_1 = 0,0$. б) для розподіленого навантаження АК:

першої смуги – $s_1 = 1,0$;

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

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

Правила завантаження НК:

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

Навантаження НК100

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

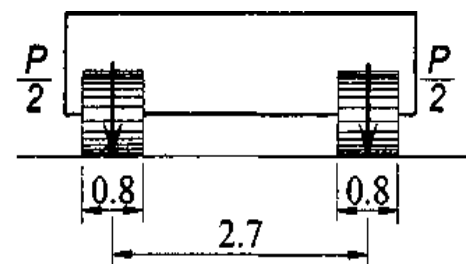
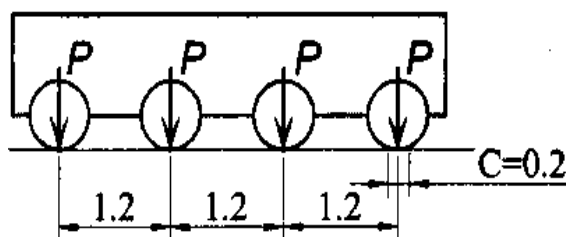


Рисунок 4.2 – Модель НК.

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

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

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

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

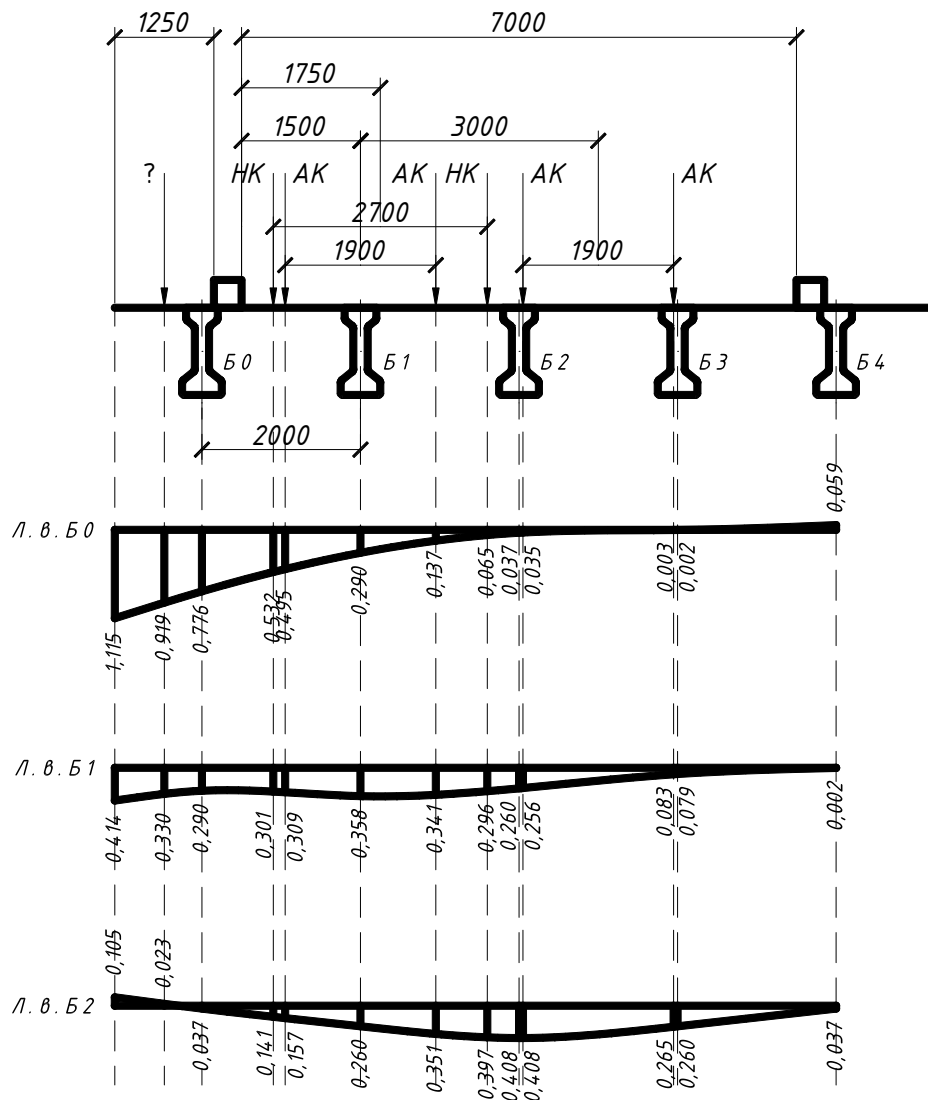


Рисунок 4.3 – Схема до визначення КПУ А-11, НК-80

Усі подальші розрахунки виконано в комплексі MATHCAD і приведені в додатку А.

Таблиця 4.1 – Результати розрахунків прогонової будови

Перевірка	Зусилля	Несуча здатність / Максимальне допустиме значення
Плита		
На міцність за згинальним моментом у нижній зоні	40,27 кН·м	175,92 кН·м
На міцність за згинальним моментом у верхній зоні	25,17 кН·м	175,92 кН·м
На витривалість за стиснутим бетоном	2,67 МПа	16,37 МПа
На витривалість за арматурою	50,93 МПа	189 МПа
На тріщиностійкість у верхній зоні	0,0163 см	0,02 см
На тріщиностійкість у нижній зоні	0,0186 см	0,02 см
Балка		
На міцність за згинальним моментом – балка Б1	2769,77 кН·м	3567,71 кН·м
На міцність за згинальним моментом – балка Б2	2889,48 кН·м	3567,71 кН·м
На витривалість за арматурою	771,51 МПа	871,25 МПа
На витривалість за стиснутим бетоном	3,47 МПа	17,9 МПа

Висновок

За проведеними розрахунками бачимо, що більше завантажена балка Б2 при зміщенні автомобільного навантаження до бар'єрного огородження. Отже, за результатами розрахунків кількість напружених пучків у верхньому поясі становить 2 шт., у нижньому – 24 шт. Переріз напруженого пучка складається із 7 проволоку діаметром 0,5 см. Кількість робочої арматури діаметром 1 см у верхньому поясі 4 шт., у нижньому – 4 шт.

РОЗДІЛ 5

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА МОСТУ

5.1 Підготовчі роботи

До початку виконання основних будівельних робіт необхідно виконати наступні підготовчі роботи:

- передача підряднику документації на геодезичну основу та закріплені на майданчику відповідні геодезичні пункти та знаки;
- закріплення осей споруди, опор;
- розбивку технологічних проїздів, будівельних та монтажних майданчиків, а також улаштування технологічних під'їздів, монтажних та будівельних майданчиків, споруд житлово - побутового, виробничого та складського призначення;
- організувати та узгодити з ДАІ рух автотранспорту на період виконання робіт;
- визначення точок підключення до місцевої електромережі з відповідними технічними умовами (на час будівництва) тимчасових електромереж;
- оформлення всіх допусків та дозволів на провадження робіт;
- винесення, переулаштування або захист існуючих комунікацій або споруд в зоні проведення робіт (роботи поблизу існуючих комунікацій виконувати в присутності представника власника цих комунікацій);
- огороження будівельних та монтажних майданчиків;
- забезпечення заготовки необхідних матеріалів, конструкцій;
- готовність та доставка на місце робіт необхідної техніки та транспорту.

Всі підготовчі роботи виконувати відповідно до ПВР розроблених генеральною підрядною організацією та погодженою Замовником.

5.2 Спорудження стоянів

Прийнятими проектними рішеннями планується наступна послідовність спорудження стоянів:

1. Улаштовується тимчасова під'їзна дорога до монтажного майданчика стояна №1.
2. Виконується розбивка осей паль, перевірка позначок верху майданчику та ухил у всіх напрямках. Ухил повинен бути не більше 0,5% (після установки бурової машини повторно перевірити ухил площадки).
3. Проводиться покриття майданчика під бурове обладнання дорожніми плитами із забезпеченням ухилу в усіх напрямках не більше 0,5 %.
4. Організується відведення води від промивання бетонолитної труби та устаткування.
5. Подається бурова установка Като, яка встановлюється на точку улаштування залізобетонної буронабивної палі і виконується буріння свердловини.
6. За допомогою крану РДК-250 готовий арматурний каркас встановлюється в пробурену свердловину.
7. Автобетонозмішувачами до місця робіт доставляється готова бетонна суміш.
8. Краном РДК-250 з навішеною на нього баддею обсягом $V=0,5 \text{ м}^3$ виконується укладання бетонної суміші в свердловину.
9. Заповнення свердловини бетонною сумішшю за способом «вертикально-підйомної труби» здійснюється через приймальну воронку.
10. Для якісного укладання бетонної суміші проектом допускається застосування відповідних добавок-пластифікаторів, склад яких гарантує отримання проектних властивостей бетону.
11. Аналогічно споруджується інші БНС стояна №1.
12. Після досягнення бетоном буронабивних стовпів міцності не менше 70% від проектної екскаватором ЕО-3322 виконується розробка ґрунту в котловані з укосами 1:1 з доробкою вручну. Розроблений ґрунт навантажується на автосамоскиди та вивозиться у відвал на відстань до 10 км.
13. Верх (шлам) буронабивних стовпів зрубують відбійним молотком, надлишки арматури зрізують газовим різанням до проектного рівня.

14. Влаштовується щебенева основа монолітної насадки (товщиною $\delta=0,3$ м) з обов'язковим ущільненням.

15. Оголені вертикальні стрижні арматури об'єднують з арматурою насадки.

16. Краном РДК-250 виконується монтаж металевої опалубки насадки.

17. Автобетонозмішувачами до місця робіт доставляється готова бетонна суміш.

18. Краном РДК-250 з навішеною на нього баддею обсягом $V=2,5$ м³ бетонна суміш укладається в металеву опалубку.

19. Укладена бетонна суміш в початковий період догляду за відкритими поверхнями повинна бути захищена від зневоднення і від можливих атмосферних опадів покриттям з поліетиленової плівки. Після досягнення бетоном міцності 50 кг/см² подальший догляд за ним полягає в улаштуванні вологоємного покриття (мати з геотекстилю та ін.) і його зволоження. Догляд за бетоном і захист відкритих поверхонь його від випаровування води повинна бути забезпечена до набуття бетоном міцності не менше 70% від проектної.

20. Після досягнення бетоном міцності не менше 70% від проектної здійснюється розпалублення насадки.

21. Послідовно споруджуються залізобетонна шафова стінка та залізобетонні підферменники (аналогічно спорудженню насадки).

22. Улаштовується гідроізоляція мастикою "Тегерон" (2 шари) по праймеру (1 шар) всіх поверхонь стояна, що підлягають обсіпанню ґрунтом.

23. Бульдозером ДЗ-171 виконується зворотна засипка котловану дренажним ґрунтом з пошаровим ущільненням вібротрамбовками.

24. Споруджується підпірна стіна №1:

- укладається щебневий підготовчий шар товщиною $\delta=50$ см;
- встановлюються залізобетонні блоки фундаментів підпірної стіни;
- встановлюються залізобетонні стінові блоки підпірної стіни;
- виконується об'єднання блоків підпірної стіни монолітним бетоном;
- укладається монолітний бетон карнизних брусів об'єднання блоків підпірної стіни.

25. Видимі бетонні поверхні стояна та підпірної стіни фарбуються перхлорвініловою фарбою.

26. Одночасно з роботами по улаштуванню стояна №1 в аналогічній послідовності проводяться роботи по спорудженню стояна №2.

5.3. Монтаж балок прогонової будови

1. У відповідності з проектом встановлюються опорні частини.
2. З використанням спеціального автомобіля до шляхопроводу почергово доставляються балки прогонових будов (довжина балки 18,0 м, вага – 15,07 т).
3. Краном КС-8362 з використанням траверси балки прогонових будов встановлюються в проектне положення з улаштуванням тимчасового закріплення кожної балки.
4. Укладаються залізобетонні плити незнімної опалубки проїзної частини.
5. Встановлюються робочі риштування, які необхідні для виконання робіт по влаштуванню монолітних ділянок цоколя та інших робіт.
6. Виконується армування та бетонування монолітної залізобетонної плити проїзної частини.
7. Встановлюються деформаційні шви типу Maurer D80.
 - виконуються підготовчі роботи;
 - проводиться підготовка випусків арматури в балках прогонових будов для кріплення конструкції деформаційного шва;
 - монтуються конструкції деформаційного шва;
 - встановлюється опалубки та армування деформаційного шва;
 - виконується омоноличування деформаційного шва;
 - встановлюється гумовий компенсатор ММШ;
 - влаштовуються ділянки з бітумної мастики.
8. Армуються та бетонуються ділянки монолітних цоколів.
9. Встановлюються карнизні блоки.

РОЗДІЛ 6

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

6.1 Охорона праці та техніка безпеки

До початку виконання будівельних робіт на об'єкті генеральний підрядчик, за участю замовника і субпідрядних організацій, зобов'язаний розробити і затвердити заходи щодо охорони праці і техніки безпеки, обов'язкові для всіх організацій, що беруть участь у будівництві. Заходи розробляються на підставі погодженого складу і змісту основних рішень по техніці безпеки в проекті виконання робіт. Приступати до виконання будівельних робіт без погодженого службою по техніці безпеки будівельно-монтажної організації проекту виконання робіт категорично забороняється.

До робіт допускаються працівники, що пройшли перевірку знань техніки безпеки, посадових інструкцій в обсягах за професією і посадою.

Керівники будівельно-монтажних організацій зобов'язані забезпечити всіх працюючих санітарно-побутовими приміщеннями. Робітники забезпечуються спеціальним одягом, взуттям та іншими засобами індивідуального захисту відповідно до вимог Закону України «Про охорону праці» та НПАОП 0.00-4.01-08.

Організація будівельних майданчиків, ділянок робіт і робочих місць проводиться відповідно до вимог ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12). На робочих місцях повинні дотримуватися санітарно-гігієнічні норми у відповідності з ПВР, що розробляються підрядними організаціями з урахуванням вимог ГОСТ 12.1.005-88, ДСН 3.3.6.037-99 та ДСН 3.3.6.039-99. Небезпечні зони огорожуються знаками безпеки і написами установленної форми згідно зі ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12), ГОСТ 12.4.059-89 і ГОСТ 23407-78. Зони постійно діючих небезпечних виробничих факторів повинні бути обгороджені захисними огороженнями, а зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів – сигнальними огороженнями. Території будівельних майданчиків, ділянок робіт, робочі місця, проїзди, проходи, дороги та склади в темний час доби повинні бути освітлені без сліпучої дії освітлювальних приладів згідно з вимогами ГОСТ 12.1.046-85.

Складування матеріалів проводиться з урахуванням безпечних умов їх транспортування і розвантаження відповідно до вимог ГОСТ 12.3.009-76* та послідовності монтажу.

Електробезпека на будівельних майданчиках забезпечується дотриманням вимог ГОСТ 12.1.013-78 і ДБН А.3.2-2-2009. Улаштування, розміщення і експлуатація електроустановок має відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.5-82:2016 і ПУЕ.

При виконанні будівельних робіт необхідно дотримуватися наступних загальних правил з техніки безпеки:

1. Загальне керівництво роботою всіх структурних підрозділів по забезпеченню безпеки праці покладається на керівника організації. Безпосереднє керівництво службою техніки безпеки покладається на головного інженера.

2. Відповідальність за дотримання вимог безпеки при експлуатації машин (інструмента, інвентарю, технологічного оснащення, устаткування), а також засобів колективного й індивідуального захисту працюючих покладається:

- за технічний стан машин і засобів захисту - на організацію, на балансі якої вони знаходяться;
- за проведення навчання й інструктажу з безпеки праці - на організацію, у штаті якої знаходяться робітники;
- за дотримання вимог безпеки праці при провадженні робіт - на організацію, що здійснює роботи.

3. Застосовувані при виконанні будівельних робіт машини, устаткування і технологічне оснащення по своїм технічним характеристикам повинні відповідати умовам безпечного виконання робіт.

При виконанні будівельних робіт слід дотримуватися вимог ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12) «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення», НПАОП 0.00-1.80-18 «Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання», НПАОП 45.21-1.03-98 «Правила безпеки при провадженні робіт по будівництву мостів», ДСТУ-Н Б В.2.3-34:2016 «Настанова з виконання робіт при будівництві мостів та труб» та відомчих інструкцій з техніки безпеки.

6.2 Основні заходи щодо протипожежної безпеки

Будівельні роботи необхідно виконувати у відповідності з НАПБ А.01.001-2014 «Правила пожежної безпеки в Україні».

Пожежна безпека повинна забезпечуватися шляхом проведення організаційних, технічних та інших заходів, спрямованих на попередження пожеж, забезпечення негативних екологічних наслідків у разі їх виникнення, створення умов для швидкого виклику пожежних підрозділів та успішного гасіння пожеж.

Відповідальність за пожежну безпеку будівництва, своєчасне виконання протипожежних заходів, організацію пожежної охорони і забезпечення засобами пожежогасіння несе персонально керівник генеральної підрядної будівельної організації або особа, яка його заміняє.

Відповідно до вимог п. 6.2 ДБН А.3.1-5-2016 підготовка до будівництва кожного об'єкта повинна передбачати розробку проекту виконання робіт на внутрішньо майданчикові підготовчі роботи, що, у свою чергу, повинні передбачати забезпечення будівельного майданчика протипожежним водопостачанням та інвентарем, освітленням і засобами зв'язку.

Протягом усього періоду будівництва проектом передбачається виконання комплексу заходів пожежної безпеки, основними з яких є:

- організація на будівельних майданчиках пожежних постів із протипожежними засобами;
- розміщення пожежо- і вибухонебезпечних матеріалів і паливо-змащувальних рідин в обмеженій кількості в спеціальних сховищах;
- своєчасне звільнення території будівництва від займистих відходів виробництва;
- забезпечення вільних проїздів і проходів по території будівництва;
- повсякденний контроль стану вогненебезпечних місць у будівництві.

Заходи щодо пожежної безпеки при виконанні будівельних робіт повинні бути розроблені генеральною підрядною організацією в проекті виконання робіт.

6.3 Охорона навколишнього природного середовища

З метою зниження негативного впливу будівельного виробництва на навколишнє природне середовище в проекті передбачається виконання наступних заходів:

- у літній період часу всі дороги і площадки дорожнього типу повинні поливатися водою, для чого передбачається використання спеціальних поливальних автомашин;
- виробничі і побутові стоки, що утворюються на будівельному майданчику, очищаються і знешкоджуються в порядку, передбаченому в проекті виконання робіт;
- з метою захисту ґрунту від вітрової і водяної ерозії тривалість виконання земляних робіт повинна бути мінімальною;
- на період провадження робіт повинні бути передбачені заходи щодо відводу поверхневих вод з будівельного майданчика.

Охорона умов життєдіяльності людини при будівництві передбачає такі захисні заходи, як:

- обмеження роботи механізмів у нічний час – робота будівельної техніки забороняється після 22⁰⁰.
- для будівництва повинна використовуватися будівельна техніка, що пройшла технічний огляд і відповідає діючому в Україні стандартам і вимогам підприємства-виробника по викидах забруднюючих речовин в атмосферу, рівню вібрації, шуму, які погоджені у встановленому порядку.

Крім цього, при виконанні будівельних робіт передбачаються організаційні заходи:

- робота обладнання у форсованому режимі забороняється;
- робота технологічного обладнання повинна бути розосереджена за часом;
- виключення роботи машин та механізмів на холостому ходу;
- необхідно постійно здійснювати контроль дотримання технологічного регламенту виробництва.

Спеціальні заходи щодо захисту навколишньої природного середовища в процесі будівництва не передбачаються, тому що шкідливі впливи на навколишню природне середовище при виконанні робіт не очікуються.

ВИСНОВОК

У даному дипломному проєкті було виконано порівняльний розрахунок і визначення оптимальний варіанту автодорожнього. Місце будівництва моста розташовано у центральній частині м. Умань, в районі з'єднання вул. Михайлівської та вул. Фортечної.

Було розроблено три варіанти мосту. Варіант 1 це однопрогоновий залізобетонний міст через малу несудноплавну річку під автомобільну дорогу. Для цього варіанту використано залізобетонну плитну прогонову будова яку об'єднує монолітна залізобетонна плита проїзду з довжиною прогону в 18 м, та вистою перерізу 750 мм під тимчасове вертикальне навантаження A11 НК80. Для варіанту 1 використовується залізобетонні немасивні стояни під автодорожній міст. Фундаменти мосту це буронабивні палі із обсадною трубою. Схема мосту: 18м. Варіант 2 це однопрогоновий залізобетонний міст через малу несудноплавну річку під автомобільну дорогу. Для цього варіанту використано прогонову будову з залізобетонними балками ДерждорНДІ (Б 1800.110.40.К, Б 1800.110.40.П) яку об'єднує монолітна залізобетонна плита проїзду з довжиною прогону в 18 м, та вистою перерізу 1100 мм під тимчасове вертикальне навантаження А-15 НК-100. Для варіанту 2 використовується залізобетонні немасивні стояни під автодорожній міст. Фундаменти мосту це буронабивні палі із обсадною трубою. Схема мосту: 18м. Варіант 3 це однопрогоновий сталевий залізобетонний міст через малу несудноплавну річку під автомобільну дорогу. Для цього варіанту використано металеві балки двотаврового типу з ребрами жорсткості довжиною 18 м, та вистою перерізу 1000 мм під тимчасове вертикальне навантаження A11 НК80. Для варіанту 3 використовується залізобетонні немасивні стояни під автодорожній міст. Фундаменти мосту це буронабивні палі із обсадною трубою. Схема мосту: 18м

За техніко-економічним порівнянням варіантів, найбільше вигідний з точки зору вартості матеріалів був перший варіант. Але в навчальних цілях було обираємо другий варіант до подальшого розрахунку.

За проведеними розрахунками бачимо, що більше завантажена балка Б2 при зміщенні автомобільного навантаження до бар'єрного огородження. Отже, за результатами розрахунків кількість напружених пучків у верхньому поясі становить 2 шт., у нижньому – 24 шт. Переріз напруженого пучка складається із 7 проволоку діаметром 0,5 см. Кількість робочої арматури діаметром 1 см у верхньому поясі 4 шт., у нижньому – 4 шт.

Зважаючи на все вищесказане робимо висновок, що конструкція прогонової будови для цього мосту є задовільним варіантом конструкції прогонової будови в даному випадку та задовольняє необхідні вимоги під сучасне навантаження.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]: ДБН В.2.3-14:2006 / затв.: наказ Міністерства будівництва, архітектури та житлово-коменального господарства (Мінбуд України) від "06" травня 2006 р. № 160 / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства. – К., 2006.
2. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]: ДБН В.2.3-22:2009 / затв.: наказ Мінрегіонбуду України від 11.11.2009 № 484 / Мінрегіонбуд України. – К., 2009.
3. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]: ДБН В.1.2-15:2009 / затв.: наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 11.11.2009 р. № 484 / Мінрегіонбуд України. – К., 2009.
7. Закон України про охорону праці: / із змінами і доповненнями внесено Законами України 19.12.2017 р. № 2249–VIII – К.: 2017 р. – 668
8. Закон України про пожежну безпеку: / із змінами і доповненнями внесено Законами України 05.07.2012 р. № 5081–VI – К.: 2013 р. – 458 с.
9. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12) / наказ Мінрегіону від 30.12.2011 № 417 – К.: 2012.
10. НПАОП 0.00-7.11-12. Загальні вимоги стосовно забезпечення роботодавцями охорони праці працівників / наказ від 25.01.2012 № 67 "Про затвердження Загальних вимог стосовно забезпечення роботодавцями охорони праці працівників" / Міністерство надзвичайних ситуацій України (МНС) – К.: 2012.
11. НПАОП 45.2-3.01-04. Норми безплатної видачі спеціального одягу, спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту працівникам, зайнятим у будівельному виробництві / наказ від 17.05.2004 р. № 129 / Держнагляд охорони праці (Державний комітет України з нагляду за охороною праці) – К.: 2007.

12. НПАОП 0.00-1.80-18 Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання / наказ від 19.01.2018 № 62 Про затвердження Правил охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання / Міністерство соціальної політики України – К.:, 2018.

13. НПАОП 45.21-1.03-98. Правила безпеки під час проведення робіт з будівництва мостів (укр) / наказ від 09.03.1998 р. № 31 / Українське державне виробничо-технологічне підприємство "Укрдортехнологія" – К.:, 1998.

14. НПАОП 0.00-1.04-07. Правила вибору та застосування засобів індивідуального захисту органів дихання / наказ від 28.12.2007 р. № 331 "Про затвердження Правил вибору та застосування засобів індивідуального захисту органів дихання" / Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду – К.:, 2007.

15. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. Зміна № 2 / Наказ від 30.12.2011 № 438 / Інститут "Київпромелектропроект" – К.:, 2011.

16. ДСН 3.3.6.039-99 Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації / Постанова від 01.12.1999 № 39/ Міністерство охорони здоров'я (МОЗ) – К.:, 1999.

17. О. Закора Проектування і розрахунок мостів 2007

18.ГОСТ 25100-82. Грунти, класифікація. –М. :Изд-востандартов, 1982.

ДОДАТОК А РОЗРАХУНОК БАЛКИ

А.1. Геометричні параметри

$$A_{\bar{\sigma}} := h_{\bar{\sigma}} \cdot b_p + (b'_{f,\bar{\sigma}} - b_p) \cdot h'_{f,\bar{\sigma}} + (b_{f,\bar{\sigma}} - b_p) \cdot h_{f,\bar{\sigma}} = 0.335$$

$$A'_{s,\bar{\sigma}} := \frac{\pi \cdot d'^2_{s,\bar{\sigma}}}{4} \cdot n'_{s,\bar{\sigma}} = 0.0006158$$

$$A_{s,\bar{\sigma}} := \frac{\pi \cdot d^2_{s,\bar{\sigma}}}{4} \cdot n_{s,\bar{\sigma}} = 0.0006158$$

$$A_{p1} := \frac{\pi \cdot d^2_p}{4} \cdot n_{pp} = 0.0003393$$

$$A'_{p1} := \frac{\pi \cdot d^2_p}{4} \cdot n'_{pp} = 0.0001131$$

$$A'_p := A'_{p1} \cdot n'_p = 0.0002262$$

$$A_p := A_{p1} \cdot n_p = 0.0027143$$

$$n_{1s} := \frac{E_s}{E_b} = 5.227$$

$$n_{1p} := \frac{E_p}{E_b} = 4.453$$

$$A_{red,\bar{\sigma}} := A_{\bar{\sigma}} + n_{1s} \cdot (A_{s,\bar{\sigma}} + A'_{s,\bar{\sigma}}) + n_{1p} \cdot (A_p + A'_p) = 0.3545$$

$$a_{s,\bar{\sigma}} := 0.04$$

$$a'_{s,\bar{\sigma}} := 0.04$$

$$a'_p := \frac{A'_{p1} \cdot 0.07 \cdot 2}{A'_{p1} \cdot 2} = 0.07$$

$$a_p := \frac{A_{p1} \cdot 0.06 \cdot 2 + A_{p1} \cdot 0.12 \cdot 2}{A_{p1} \cdot 2 + A_{p1} \cdot 2} = 0.09$$

$$S_{red,\bar{\sigma}} := (b'_{f,\bar{\sigma}} - b_p) \cdot h'_{f,\bar{\sigma}} \cdot \left(h_{\bar{\sigma}} - \frac{h'_{f,\bar{\sigma}}}{2} \right) + b_p \cdot \frac{h_{\bar{\sigma}}^2}{2} + (b_{f,\bar{\sigma}} - b_p) \cdot \frac{h_{f,\bar{\sigma}}^2}{2} \dots = 0.17607$$

$$+ [n_{1s} \cdot A'_{s,\bar{\sigma}} \cdot (h_{\bar{\sigma}} - a'_{s,\bar{\sigma}}) + n_{1p} \cdot A'_p \cdot (h_{\bar{\sigma}} - a'_p) + n_{1p} \cdot A_p \cdot a_p + n_{1s} \cdot A_{s,\bar{\sigma}} \cdot a_{s,\bar{\sigma}}]$$

$$x_{c,\bar{\sigma}} := \frac{S_{red,\bar{\sigma}}}{A_{red,\bar{\sigma}}} = 0.497$$

$$\begin{aligned}
I_{\text{red}} := & \frac{b_{f,6} \cdot x_{c,6}^3}{3} - \frac{(b_{f,6} - b_p) \cdot (x_{c,6} - h_{f,6})^3}{3} \dots = 0.04942 \\
& + \frac{b'_{f,6} \cdot (h_6 - x_{c,6})^3}{3} - \frac{(b'_{f,6} - b_p) \cdot (h_6 - x_{c,6} - h'_{f,6})^3}{3} \dots \\
& + n_{1s} \cdot A'_{s,6} \cdot (h_6 - x_{c,6} - a'_{s,6})^2 + n_{1p} \cdot A'_p \cdot (h_6 - x_{c,6} - a'_p)^2 \dots \\
& + n_{1p} \cdot A_p \cdot (x_{c,6} - a_p)^2 + n_{1s} \cdot A_{s,6} \cdot (x_{c,6} - a_{s,6})
\end{aligned}$$

A.2. Визначення КПУ

Кокфіцієнт відносної гнучкості балки

$$\alpha := 12.8 \cdot \frac{d_{\text{пл}}^3}{L_p^4} \cdot \frac{I_{\text{red}}}{I_{\text{red,пл}}} = 0.075$$

Ординати ліній впливу на кінцях тротуарних консолей

- Б0 $R_{p,n0.B0} := 0.776$ - ордината л. в. крайньої балки
 $d_{R.M.n0.B0} := 0.534$ - табличне значення

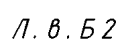
$$Y_{nk.B0} := R_{p,n0.B0} + d_K \cdot \frac{d_{R.M.n0.B0}}{d_{\text{пл}}} = 1.115$$

- Б1 $R_{p,n0.B1} := 0.290$
 $d_{R.M.n0.B1} := 0.195$

$$Y_{nk.B1} := R_{p,n0.B1} + d_K \cdot \frac{d_{R.M.n0.B1}}{d_{\text{пл}}} = 0.414$$

- Б2 $R_{p,n0.B2} := 0.037$
 $d_{R.M.n0.B2} := -0.224$

$$Y_{nk.B2} := R_{p,n0.B2} + d_K \cdot \frac{d_{R.M.n0.B2}}{d_{\text{пл}}} = -0.105$$



А.3. Перевірка на міцність

$$h_{01} := h_6 - a_s = 1.07$$

$$\omega := \frac{R_p \cdot A_p + R_s \cdot A_s - R_s \cdot A'_{s,6}}{R_b \cdot d_{пл}} = 0.08$$

$$M_{gr} := R_b \cdot d_{пл} \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_s \cdot A'_{s,6} \cdot (h_{01} - a'_{s,6}) = 3567.71$$

Балка $q_{nb} := A_6 \cdot \gamma_{36} \text{ explicit, ALL} \rightarrow 0.34 \cdot 24.5 = 8.21$

Плита $q_{nsab} := 2.1 \cdot g_{пл.н} = 15.99$

БО $q_{nbo} := 1$

ПО $q_{npo} := 0.7$

А/б $q_{nab} := 0.5 \cdot (\delta_{AB,д} \cdot \rho_{AB,д} \cdot \gamma_{AB,д.н} + \delta_{AB,п} \cdot \rho_{AB,п} \cdot \gamma_{AB,п.н} + \delta_{Г} \cdot \rho_{Г} \cdot \gamma_{Г.н} + \delta_{Г} \cdot \rho_{Г} \cdot \gamma_{Г.п}) = 1.4$

Балка $q_{rb} := q_{nb} \cdot 1.25 \text{ explicit, ALL} \rightarrow 8.21 \cdot 1.25 = 10.26$

Плита $q_{rsab} := 2.1 \cdot g_{пл.р} = 24.15$

БО $q_{rbo} := 1.25$

ПО $q_{rpo} := 1$

А/б $q_{rab} := 0.5 \cdot (\delta_{AB,д} \cdot \rho_{AB,д} \cdot \gamma_{AB,д.р} + \delta_{AB,п} \cdot \rho_{AB,п} \cdot \gamma_{AB,п.р} + \delta_{Г} \cdot \rho_{Г} \cdot \gamma_{Г.р}) = 2.69$

Сумарні

$$q_{npk} := q_{nb} + q_{nsab} + q_{nbo} + q_{npo} + q_{nab} = 27.3$$

$$q_{rpk} := q_{rb} + q_{rsab} + q_{rbo} + q_{rpo} + q_{rab} = 39.34$$

Перша стадія

$$q_i := q_{nb} + q_{nsab} = 24.2$$

$$q_{ri} := q_{rb} + q_{rsab} = 34.41$$

Друга стадія

$$q_{ii} := q_{nbo} + q_{npo} + q_{nab} = 3.1$$

$$q_{rii} := q_{rbo} + q_{rpo} + q_{rab} = 4.94$$

$$\omega := \frac{L_p}{4} \cdot \frac{L_p}{2} = 38.72$$

Зусилля від постійного навантаження

Перша стадія

$$M_{ri} := q_{ri} \cdot \omega = 1332.23$$

Друга стадія

$$M_{rii} := q_{rii} \cdot \omega = 191.16$$

Всього

$$M_p := M_{ri} + M_{rii} = 1523.39$$

$$M_{gr} - M_p = 2044.33$$

Перевірка на міцність за згинальним моментом

Балка БО

$$\eta_p := 0.919$$

$$\eta_{nk} := \frac{0.532 + 0.065}{2} = 0.298$$

$$\eta_{ak} := \frac{0.495 + 0.137}{2} + \frac{0.035 + 0.003}{2} = 0.335$$

$$\eta_{akv} := \frac{0.495 + 0.137}{2} + 0.6 \cdot \frac{0.035 + 0.003}{2} = 0.327$$

$$y_{\max} := \left(\frac{L_p}{4} \right) = 4.4$$

$$\text{НК} \quad y_2 := y_{\max} \cdot \frac{\frac{L_p}{2} - 0.6}{\frac{L_p}{2}} = 4.1 \quad y_3 := y_{\max} \cdot \frac{\frac{L_p}{2} - 1.8}{\frac{L_p}{2}} = 3.5$$

$$\text{АК} \quad y_1 := y_{\max} \cdot \frac{\frac{L_p}{2} - 0.75}{\frac{L_p}{2}} = 4.025$$

Коефіцієнти до тимчасового навантаження

$$\mu_p := 0.3 \quad \gamma_{vv} := 1.5 \quad \gamma_{vp} := 1.5 \quad \gamma_p := 1.2$$

$$q_p := 1.96 \cdot 0.75 = 1.47$$

$$M_{ak} := 1.1 \cdot [P_{AK} \cdot \eta_{ak} \cdot 2 \cdot y_1 \cdot \gamma_{vp} \cdot (1 + \mu_p) + \omega \cdot \nu_{AK} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot \omega \cdot \gamma_p \cdot \eta_p] = 918.74$$

$$M_{nk} := 1.1 \cdot [P_{HK} \cdot (2 \cdot y_2 + 2 \cdot y_3) \cdot \eta_{nk}] = 979.22$$

$$S_{\max} := \max(M_{ak}, M_{nk}) = 979.22$$

$$M_{gr} = 3567.71 \quad M_{gr} > M_p + S_{\max} \quad M_p + S_{\max} = 2502.6 \quad \text{Умова виконана}$$

Балка Б1

$$\eta_p := 0.414$$

$$\eta_{nk} := \frac{0.301 + 0.296}{2} = 0.298$$

$$\eta_{ak} := \frac{0.309 + 0.341}{2} + \frac{0.256 + 0.083}{2} = 0.495$$

$$\eta_{akv} := \frac{0.309 + 0.341}{2} + 0.6 \cdot \frac{0.256 + 0.083}{2} = 0.427$$

$$M_{ak} := 1.1 \cdot [P_{AK} \cdot \eta_{ak} \cdot 2 \cdot y_1 \cdot \gamma_{vp} \cdot (1 + \mu_p) + \omega \cdot \nu_{AK} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot \omega \cdot \gamma_p \cdot \eta_p] = 1246.38$$

$$M_{nk} := 1.1 \cdot [P_{HK} \cdot (2 \cdot y_2 + 2 \cdot y_3) \cdot \eta_{nk}] = 979.22$$

$$S_{\max} := \max(M_{ak}, M_{nk}) = 1246.38$$

$$M_{gr} = 3567.71 \quad M_{gr} > M_p + S_{\max} \quad M_p + S_{\max} = 2769.77 \quad \text{Умова виконана}$$

Балка Б2

$$\eta_p := 0$$

$$\eta_{nk} := \frac{0.136 + 0.479}{2} = 0.308$$

$$\eta_{ak} := \frac{0.074 + 0.390}{2} + \frac{0.164 + 0.516}{2} = 0.572$$

$$\eta_{akv} := \frac{0.074 + 0.390}{2} + 0.6 \cdot \frac{0.164 + 0.516}{2} = 0.436$$

$$M_{akv} := 1.1 \cdot [P_{AK} \cdot \eta_{ak} \cdot 2 \cdot y_1 \cdot \gamma_{vp} \cdot (1 + \mu_p) + \omega \cdot \nu_{AK} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot \omega \cdot \gamma_p \cdot \eta_p] = 1366.09$$

$$M_{nk} := 1.1 \cdot [P_{HK} \cdot (2 \cdot y_2 + 2 \cdot y_3) \cdot \eta_{nk}] = 1008.74$$

$$S_{max} := \max(M_{ak}, M_{nk}) = 1366.09$$

$$M_{gr} = 3567.71 \quad M_{gr} > M_p + S_{max} \quad M_p + S_{max} = 2889.48 \quad \text{Умова виконана}$$

A.4. Перевірка на витривалість

За арматурою розтягнутої зони

$$\sigma_{pc1} := 0.65 \cdot R_p = 666250$$

$$\sigma_{pl} := \sigma_{pc1} = 666250$$

$$n_1 := n_{lp} = 4.45$$

$$a_p := 0.03$$

$$\sigma_{bp} := -\frac{\sigma_{pl} \cdot A_p}{h_{пл} \cdot b_{пл}} \cdot \frac{(h_{пл} - x')}{h_{пл}} = -7885.56$$

$$\sigma_{el.c} := n_1 \cdot \sigma_{bp} = -35117.03$$

$$a_p := 0.047$$

$$\sigma_{btg} := M'_{pr_min} \cdot \frac{h_{пл} - a_p - x'}{I_{red}} + \sigma_{bp} = -7906.14$$

$$\sigma_{pg} := -(n_1 \cdot \sigma_{btg}) = 35208.67$$

$$\sigma_{btv} := M'_{pr_max} \cdot \frac{h_{пл} - a_p - x'}{I_{red}} + \sigma_{bp} = -7844.41$$

$$\sigma_{pv} := -(n_1 \cdot \sigma_{btv}) = 34933.76$$

$$\sigma_{p.max} := (\sigma_{pl} - \sigma_{el.c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} = 771509.46$$

$$\sigma_{p.min} := (\sigma_{pl} - \sigma_{el.c}) + \sigma_{pg} = 736575.7$$

$$\rho_b := \frac{\sigma_{p.min}}{\sigma_{p.max}} = 0.95$$

$$\epsilon_{\rho p} := 0.85 \quad \beta_{\rho w} := 1$$

$$m_{ap1} := \epsilon_{\rho p} \cdot \beta_{\rho w} = 0.85$$

$$R_{pf} := m_{ap1} \cdot R_p = 871250$$

$$\sigma_{p.max} \leq R_{pf} \text{ explicit, ALL} \rightarrow 771509.46 \leq 871250 = 1 \quad \text{Умова виконана}$$

Перевірка на витривалість бетону

$$\sigma_{bp'} := \frac{\sigma_{pl} \cdot A_p}{h_{пл} \cdot b_{пл}} + \sigma_{bp} = 1156.57$$

$$\sigma_{bc1} := \sigma_{bp'} = 1156.57$$

$$\sigma_{bcg} := M'_{pr_min} \cdot \frac{x'}{I_{red}} + \sigma_{bp'} = 1152.44$$

$$\sigma_{bcv} := M'_{pr_max} \cdot \frac{x'}{I_{red}} + \sigma_{bp'} = 1164.83$$

$$\sigma_{bc.max} := \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv} = 3473.84$$

$$\sigma_{bc.min} := \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} = 2309.01$$

$$\rho_b := \frac{\sigma_{bc.min}}{\sigma_{bc.max}} = 0.66$$

$$\beta_b := 1.31 \quad \varepsilon_b := 1.035$$

$$m_{b1} := 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b = 0.81$$

$$\sigma_{B.гp} := m_{b1} \cdot R_b = 17897.22$$

$$\sigma_{bc.max} \leq \sigma_{B.гp} \text{ explicit, ALL} \rightarrow 3473.84 \leq 17897.22 = 1$$

Умова виконана