

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

«Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету/ННЦ)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка

до кваліфікаційної роботи

ОС «бакалавр»
(ступінь вищої освіти)

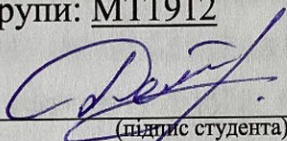
на тему: Розробка раціональної нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження C14 річки 6 класу.

Topic Development of a rational continuous metal span structure for railway load C14 across the 6th class river

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

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

Виконав: студент групи: МТ1912


(підпис студента)

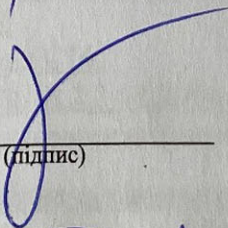
/ Денис ЗВОНАРЮК /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ доц. Сергій КЛЮЧНИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:


(підпис)

/Ст.викладач Павло
Овчинников/
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

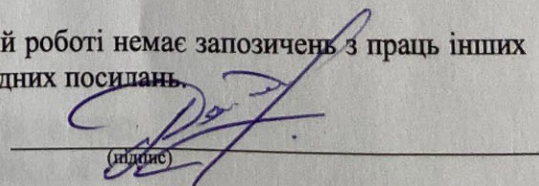
Охорона праці та безпека в
надзвичайних ситуаціях


(підпис)

/ зав. каф. Олег САБЛІН /

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

Студент


(підпис)

ЗАЯВА

Я, Звоначук Денис Володимирович

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МІІІ(149) 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:

Розробка раціональної незрізної металевий
прогонної будови мір розміщення на вагонах
С14 різни 6 класу

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)

Денис
(підпис)

Звоначук Д.В.
(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата

11.02.2023

Керівник ВКР

С.В.
(підпис)

доц. Киричук С.В.
(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»

Звонарюка Дениса Володимировича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Розробка раціональної нерозрізної металевої прогонової будови
під залізничне навантаження С14 річки 6 класу

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР

(підпис)

Киричук С.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

ЗАВДАННЯ

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Український державний університет науки і технологій

факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра «Транспортна інфраструктура»

Спеціальність _____ «_____»

ОПП «_____»

«ЗАТВЕРДЖУЮ»:

Завідувач кафедри ТІ

_____ Олексій ТЮТКІН

«_____» _____ 202_ р.

ЗАВДАННЯ

до випускної кваліфікаційної роботи на здобуття ОС «бакалавр»

студентки МТ 1912 Звонарюк Денис Володимирович
(номер групи) (прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема ВКР на здобуття ОС «бакалавр» Розробка раціональної нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу

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

2. Термін подання студентом закінченої роботи 16. 06. 2023 р.

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

1. Профіль мостового переходу з геологічною ситуацією та гідрологічні умови.
2. Матеріал: Сталь 15 ХСНД
3. Розрахункове навантаження С14.
4. Норми проектування – ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту».

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

1. Розробка і техніко-економічне порівняння варіантів.
2. Розрахунок, конструювання прогонової будови, опор, фундаментів.
3. Проект організації робіт по будівництву моста.
4. Охорона праці.

5. Перелік креслень (демонстраційного матеріалу)

1. Варіанти моста 1 арк.
2. Конструкція прогонових будов: 1 арк.
3. Проект проведення робіт зі спорудження фундаментів та опор: 1 арк.
4. Проект проведення робіт з монтажу прогонових будов: 1 арк.

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.	Розробка і техніко-економічне порівняння варіантів	07.05.23	30
2.	Розрахунок прогонових будов мосту, конструювання	23.05.23	60
3.	Проект організації робіт з будівництва фундаментів, опор, прогонових будов. Оформлення розрахунково-пояснювальної записки	12.06.23	90
			100

Дата видачі завдання « » 202 р.

Керівник ВКР

(підпис)

(Ім'я, прізвище)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

(Ім'я, прізвище)

РЕФЕРАТ

Дипломна робота представлена на 85 сторінках та містить 75 рисунків, 16 таблиць, 11 літературних джерел та креслення.

Об'єкт розробки: металева нерозрізна прогонова будова.

Мета роботи: Розробка раціональної нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу

У даній кваліфікаційній роботі згідно завдання було запропоновано 3 варіанти раціональної нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14. Після аналізу трьох типів конструкції, за побудованими лініями впливу та по меншим зусиллям обрано один варіант. Далі зроблено розрахунок методом скінчених елементів та виконано перевірки підібраного перерізу. Також було розроблено проект організації будівництва мосту.

Робота складається із 6 розділів. У першому розділі вихідні данні для проекту та розробка трьох варіантів моста. У другому розділі виконується порівняння конструкції раціональної нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу по лініям впливу. У третьому розділі виконано розрахунок балок проїзної частини. У четвертому розділі виконується розрахунок нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження. В п'ятому розділі пропонується технологія спорудження опор та монтаж прогонової будови. В шостому розділі описані заходи щодо охорони праці й безпеки експлуатації спорудження.

Ключові слова: нерозрізна прогонова будова, аркова споруда, лінії впливу, балки проїзної частини.

Зміст

1 РОЗРОБКА І ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ	7
1.1 Геологічні умови в районі будівництва мостового переходу	7
1.2 Гідрологічні умови в районі будівництва мостового переходу	7
1.3 Розробка варіантів мостового переходу	8
1.3.1. Розробка та описання першого варіанту мостового переходу	9
1.3.2. Розробка та описання другого варіанту мостового переходу	12
1.3.3. Розробка та описання третього варіанту мостового переходу	16
2. Порівняння конструкції раціональної нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу	26
2.1 Варіант №1	26
2.1.3 Лінії впливу балки (затяжки) аркової конструкції	30
2.1.4 Лінії впливу підвісок аркової конструкції	31
2.2 Варіант №2	33
2.2.1 Схема прогонової будови	33
2.2.3 Лінії впливу балки (затяжки) аркової конструкції	37
2.2.4 Лінії впливу підвісок аркової конструкції	38
2.3 Варіант №3	39
2.3.1 Схема прогонової будови	39
2.3.3 Лінії впливу балки (затяжки) аркової конструкції	44
3 РОЗРАХУНОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ	46
3.1 Вибір розрахункової схеми, визначення навантаження та зусиль	46
3.1.2. Підбір перерізу поздовжньої балки	50
3.1.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями	51
3.1.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями	51
3.1.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість	52
3.1.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень	53
3.1.7. Розрахунок поясних швів поздовжньої балки	54
3.1.8. Розміщення ребер жорсткості та визначення їх розмірів	56
3.1.9. Поздовжні та поперечні зв'язки між поздовжніми балками	56

3.3. Розрахунок поперечної балки	60
3.3.1. Розрахункова схема, навантаження, визначення зусиль	60
3.3.2. Підбір та перевірка перерізу поперечної балки	62
3.3.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями	63
3.3.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями	63
3.3.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість	64
3.3.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень	65
3.3 Розрахунок прикріплення балок проїзної частини	66
3.3.1. Розрахунок прикріплення поздовжньої балки до	66
3.3.2. Розрахунок прикріплення поперечної балки до ферми	68
4. РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНОЇ МЕТАЛЕВОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ	69
4.1 Визначення навантажень та зусиль в елементах нерозрізної прогонової аркової будови	69
4.2 Перевірка балки жорсткості на міцність за нормальним напруженням при дії усіх зусиль одночасно.	75
Розрахунок міцності елементів, що згинаються в двох головних площинах, слід виконувати: – з двотавровими і коробчастими перерізами з двома осями симетрії – згідно з формулою	75
4.3 Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями.	77
4.4 Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість	77
5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА МОСТА	79
5.1 Побудова монолітних опор	79
5.2 Монтаж нерозрізної прогонової будови	81
Розділ 6 ЗАХОДИ ЩОДО ОХОРОНИ ПРАЦІ Й БЕЗПЕКИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ СПОРУДЖЕННЯ	84
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	87

1 РОЗРОБКА І ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ

1.1 Геологічні умови в районі будівництва мостового переходу

Після проведення гідро – геологічних вишукувань в районі будівництва мостового переходу, отримано профіль поздовжнього перерізу та визначили місце залягання, вид і потужність масивів ґрунту.

Ліва частина геологічного перерізу має два типи масивів ґрунту, поверхневий шар становить мул, потужність якого від 0,2 м до 9,84 м. Наступний шар – суглинок невизначеної потужності.

Центральна частина геологічного перерізу має теж два типи масивів ґрунту, поверхневий шар становить пісок, потужність якого від 2,5 м до 4,0 м. Останній масив становить суглинок.

Права частина геологічного перерізу має три типи масивів ґрунту, поверхневий шар становить пісок, потужність якого від 4,0 м до 17,0 м. Наступний шар – галька потужністю 0,6 м до 15,22 м, за ним останній масив становить суглинок.

Дані геологічні умови нормальні для будівництва мостового переходу, ґрунтові основи стійкі й задовольняють умовам зведення фундаментів глибокого залягання різних типів.

1.2 Гідрологічні умови в районі будівництва мостового переходу

Мостовий перехід перетинає річку, яка характеризується переважно похилими берегами, помірною течією, середньою глибиною до 5 м. В даному випадку, безпосередньо в місці будівництва мостового переходу характеристики річки наступні: ширина лівої пойми 31,4 м, ширина руслової частини ріки становить 450,0 м, ширина правої пойми 65 м. РМВ=46,90, РВВ=50,00.

Річка є судноплавною й має клас водної ділянки 6, згідно ДСТУ Б.В.2.3-1-95, відповідно до цього класу габарит має обрис відображений на рисунку 1.1.

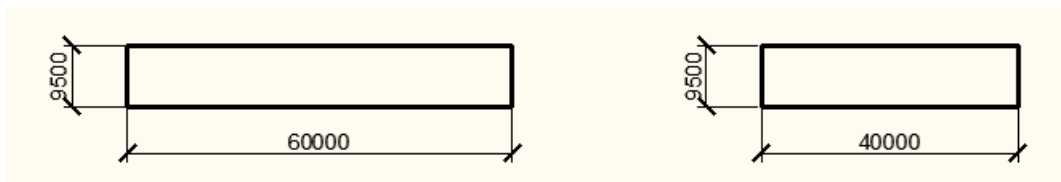


Рисунок 1.1 – Підмостові габарити

Для розміщення підмостового габариту, необхідно визначити розрахунковий судноплавний рівень. Відмітка рівня РСР визначається за формулою:

$$PCP = PVB - 0,5 \text{ (м)}$$

$$PCP=50,00-0,5=49,50 \text{ (м)}$$

де

$PBV=50,00$ – Рівень високої води.

1.3 Розробка варіантів мостового переходу

Варіантне проектування мостового переходу передбачає собою розробку схем, підрахунок об'ємів та порівняння кошторисної вартості, декількох варіантів мосту. До подальшого розрахунку обирається найбільш економічна та раціональна схема мостового переходу.

На першому етапі обираємо схему майбутнього мостового переходу, таким чином щоб перекрити перешкоду, забезпечити вільний пропуск суден по заданому класу річки та задовольнити необхідну водопропускну здатність. В моєму випадку, для кожного варіанту мосту необхідно використати прогонову будову здатну перекрити габарит довжиною 100 м, тобто це можуть бути наскрізні металеві ферми розрахунковою довжиною 110 м, нерозрізні металеві наскрізні ферми розрахунковою довжиною 110+110 м, 132+132 м, також можна використовувати металеві арочні системи з їздою по верху, понизу та посередині. Прогони меншої довжини перекриваємо сталі залізобетонними прогоновими будовами, зварними прогоновими будовами із суцільною стінкою із розрахунковими довжинами від 18,2 м до 33,6 м, також можна використовувати наскрізні ферми довжиною від 33 м до 88 м, уразі потреби 110 м.

Опори які будемо використовувати під час складання варіантів, можуть бути виконані із монолітного бетону, збірно-монолітними, збірні і можуть мати різноманітний вигляд: одно – дво – триярусні, з похилими гранями, з прямими гранями та інші. Для забезпечення довговічності опор необхідно їх проектувати так, щоб у зоні зміни рівня води не опинився жоден вузол, чи перехід перерізу опори. Берегові опори, тобто стояни будемо використовувати обсіпні, не обсіпні та козлові.

В залежності від типу та властивостей ґрунтів підбираємо необхідний фундамент. Фундаменти можуть бути мілкого закладення або глибокого, в нашому випадку необхідно зводити фундаменти глибокого закладення, вони можуть бути виконані з бурі-набивних паль, діаметром від 0,8 до 1,2 м, з паль оболонки, діаметром від 1,2 до 3 м, з призматичних паль 35х35, 40х40см.

Опори, які будемо зводити на воді, необхідно огорожувати шпунтом, існує декілька видів шпунтів: плоский ШП-1 або ШП-2, коритний ШК-1 або ШК-2, Ларсен Л-4, Л-5 або Л-7. Вони відрізняються видом поперечного перерізу та несучою спроможністю. Зазвичай шпунт занурюють віброзанурювачами на глибину

виведену розрахунками, в залежності від глибини води та типу основи, визначається повна довжини шпунта.

1.3.1. Розробка та описання першого варіанту мостового переходу

Рациональну нерозрізну металеву прогонову будову під залізничне навантаження С14 річки 6 класу у всіх варіантах мостів пропонується виконувати у виді аркової прогонової будови, що являє дуже рациональну та сучасну конструкцію.

Схема прогону для першого варіанту мостового переходу зображена на рисунку 1.2.

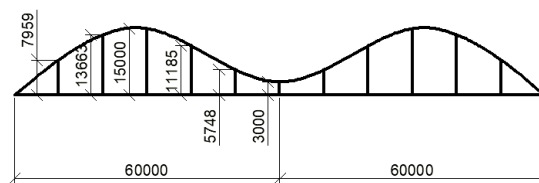


Рисунок 1.2 – Схема першого варіанту

Прогонові будови даного мостового переходу виконано з наскрізних ферм із їздою низом, різної розрахункової довжини, які характеризуються наступною схемою постановки прогонових будов:

$$2 \times 55,8 + (60 + 60) + 2 \times 110,0 + 2 \times 55,8;$$

Нерозрізна металева ферма розрахунковою довжиною $2 \times 110,0$ м, має повну довжину 221,14 м, висоту головних ферм 15,0 м, довжина панелі 11,0 м, відстань між головними фермами 5,8 м, будівельна висота в прольоті становить 1,85 м а на опорі 2,54 м, маса металу для даної прогонової будови становить 994,0 т.

Відстань між повними довжинами прогонових будов становить 0,15 м.

Сталезалізобетонна прогонова будова розрахунковою довжиною 55,0 м, має повну довжину 55,8 м, висоту головних балок 3,60 м, відстань між головними балками 2,30 м, будівельна висота в прольоті становить 4,91 м а на опорі 5,43 м, маса металу для даної прогонової будови становить 130,99 т, залізобетону – 82,90 м³.

Загальна довжина всього мостового переходу, для даного варіанту, становить 581,37 м.

Визначаємо всі геометричні характеристики берегових опор Оп 0 та Оп 8

Визначаємо ширину оголовка стояна за наступною формулою:

$$x = \frac{l_n - l_p}{2} + \Delta + m_1 + n = \frac{55,8 - 55}{2} + 0,1 + 0,6 = 1,1$$

Приймаю 1,1м

Визначаємо довжину оголовка стояна.

$$b_1 = b_{\phi} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

де

$b_{\phi}=3,6$ – відстань між осями балок, (м);

$$b_1 = 3,6 + 0,3 + 0,3 + 0,3 + 0,3 = 4,8 \text{ (м)}$$

Висоту підферменних каменів приймаємо 0,2 м, а висоту оголовка стояна 0,5 м. Розміри стояна залежать від відмітки бровки насипу БН, висоту передньої стінки тіла опори стояна, приймаємо 2,0 м, через нижню точку цієї висоти проходить лінія конусу насипу з нахилом 1:1,5.

Геометричні розміри ростверку стояна залежать від ширини і довжини тіла стояна. Для забезпечення стійкості геометричні показники на 0,5 м з кожної сторони більші.

Фундаментом, для стоянів, слугуватимуть буро – набивні стовпи БНС, діаметром 0,8 м і довжиною 12,0 м.

Визначаємо геометричні характеристики опор, що є проміжними Оп 1 – Оп 7

В даному варіанті мостового переходу ми використовуємо монолітні опори з похилими гранями. Відношення нахилу граней становить 30:1.

Визначаємо ширину оголовка опори за наступною формулою:

$$a_1 = \frac{a_{l1}}{2} + \frac{(L_{p1} - L_{p1})}{2} + \Delta + \frac{a_{l2}}{2} + \frac{(L_{p2} - L_{p2})}{2} + 2n_1 + 2m_1$$

де

a_l – ширина опорного листа, (м);

$n_1, n_2=0,3$ – розширення для визначення ширини підферменного каменя, (м);

$m_1, m_2=0,3$ – розширення для визначення ширини оголовка, (м);

$\Delta=0,1$ – відстань між повними довжинами прогону, (м).

$$a_1(\text{Оп}1, 2, 3, 7) = \frac{0,8}{2} + \frac{(55,8-55,0)}{2} + 0,15 + \frac{0,8}{2} + \frac{(55,8-55,0)}{2} + 0,6 + 0,6 = 2,95 \text{ (м)};$$

приймаю 3,0м;

$$a_1(\text{Оп}4, 6) = \frac{0,8}{2} + \frac{(55,8-55,0)}{2} + 0,15 + \frac{1,0}{2} + \frac{(111,14-110,0)}{2} + 0,6 + 0,6 = 2,72 \text{ (м)};$$

приймаю 2,7м;

$$a_1(\text{Оп}5) = \frac{1,0}{2} + \frac{(111,14-110,0)}{2} + \frac{(111,14-110,0)}{2} + 0,6 + 0,5 = 2,24 \text{ (м)};$$

приймаю 2,3м;

Визначаємо довжину оголовка опори.

$$b_1 = b_{\phi} + b_{\text{л}} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

де

$b_{\phi}=5,8$ – відстань між осями головних ферм, (м); 3,6м між балками;

$$b_1(\text{Оп}4,5,6) = 5,8 + 1,4 + 1,2 = 8,4 \text{ (м)};$$

$$b_1(\text{Оп}1,2,3,7) = 3,6 + 1,0 + 1,2 = 5,8 \text{ (м)};$$

Висоту оголовків проміжних опор приймаємо однаковою для всіх, і вона становить 0,5 м.

Для запобігання руйнування поверхні граней опори від води, необхідно щоб оголовки опор виступали на 0,1 м, відносно тіла опори.

Фундаменти проміжних опор Оп 1 – Оп 7, виконуємо з буро – набивних стовпів діаметром 0,8 м. Довжина БНС для всіх опор становить 12,0 м.

Для зведення фундаментів опор які знаходяться на воді, необхідно застосовувати шпунтове огородження. Огородження, з кожної сторони, повинне бути на відстані 1,0 м від сторін ростверку. Шпунт занурюється в несучій масив ґрунту на 2,0 м, та повинен виступати над рівнем високих вод РВВ на 1,0 м.

Необхідно визначити проектне положення відмітки підосви рейки ПР, за формулою:

$$\text{ПР} = \text{РСР} + h_{\text{габ}} + 0,5 + h_{\text{буд}};$$

де

$h_{\text{габ}}=9,5$ – висота габариту для п'ятого класу річки, (м);

$h_{\text{буд}}=1,85$ – будівельна висота прогонової будови в прольоті, (м);

$\text{РСР}=49,50$ – розрахунковий судноплавний рівень, (м).

$$\text{ПР} = 49,50 + 9,5 + 0,5 + 1,85 = 61,35 \text{ (м)}$$

Визначаємо відмітку бровки насипу БН, за формулою:

$$\text{БН} = \text{ПР} - 0,9;$$

$$\text{БН} = 61,35 - 0,9 = 60,45 \text{ (м)}$$

Наступним етапом є визначення висоти насипу стоянів Оп 0 і Оп 8, розрахунок ведемо за наступною формулою:

$$H_{\text{нас}} = \text{БН} - \text{ВЗ}$$

де

БН – відмітка бровки насипу, (м);

ВЗ – відмітка землі, (м).

$$H_{\text{нас}}(\text{Оп}0) = 60,45 - 51,3 = 9,15 \text{ (м)};$$

$$H_{\text{нас}}(\text{Оп}8) = 60,45 - 52,0 = 8,45 \text{ (м)}.$$

Водопропускна здатність мостового переходу повинна задовольняти задану величину отвору, вона становить 515,0 м. За відомою формулою визначаємо фактичну довжину отвору мосту:

$$L_{\text{отв.}} = \sum l_{\text{п}} - \sum B_{\text{оп}} - (1,5H(0) + 1,5H(8)) + \sum \Delta;$$

$$L_{\text{отв.}} = 554,8 - 20,7 - (1,5 \times 9,15 + 1,5 \times 8,45) + 0,9 = 508,6 \text{ (м)}.$$

Визначаємо чи задовольняє фактичне значення $L_{\text{отв}}$ заданому:

$$(L_{\text{отв. зад}} - L_{\text{отв}}) / L_{\text{отв. зад}} \times 100\% = \pm 5\%;$$

$$(515 - 508,6) / 515 \times 100\% = 1,2\% < \pm 5\%$$

Умова виконується, фактична довжина отвору мосту задовольняє заданій.

Всі визначені геометричні розміри опор заносимо до таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Геометричні розміри опор, (м)

Номер опори	Оголовок			Тіло опори			Ростверк			Фундамент, БНС		
	a1	b1	h1	a2	b2	h2	a3	b3	h3	Ø	h4	n
Оп 0	1,1	4,8	0,5	11,5	4,6	10,9	12,7	4,8	1,5	0,8	12,0	12
Оп 1,2	3,0	5,8	0,5	2,8	5,6	9,7	4,45	8,9	1,5			15
Оп 3,7	3,0	5,8	0,5	2,8	5,6	16,3	4,45	8,9	1,5			15
Оп 4,6	2,7	8,4	0,5	2,5	8,2	16,3	4,5	9,0	1,5			15
Оп 5	2,3	8,4	0,5	2,1	8,2	16,3	4,5	9,0	1,5			15
Оп 8	1,1	4,8	0,5	11,5	4,6	11,4	12,7	4,8	1,5			24

1.3.2. Розробка та описання другого варіанту мостового переходу

Схема прогонової будови для другого варіанту мостового переходу зображена на рисунку 1.3.

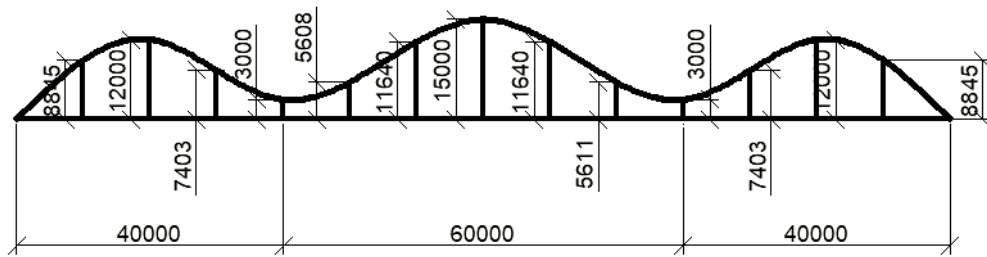


Рисунок 1.3 – Схема другого варіанту

Прогонові будови даного мостового переходу виконано з однієї наскрізної, нерозрізної ферми із їздою низом та металевих прогонових будов з суцільною стінкою, які характеризуються наступною схемою постановки прогонових будов:

$$88+110+110+(40+60+40) +88+33,6;$$

Нерозрізна металева ферма розрахунковою довжиною 110+110 м, має висоту головних ферм 15,0 м, довжина панелі 11,0 м, відстань між головними фермами 5,8 м, будівельна висота в прольоті становить 1,85 м а на опорі 2,72 м, маса металу для даної прогонової будови становить 994,0 т.

Прогонова будова розрахунковою довжиною 33,6 м, має повну довжину 34,20 м, висоту головних балок 2,48 м, відстань між головними балками 2,0 м, будівельна висота в прольоті становить 2,84 м а на опорі 3,34 м, маса металу для даної прогонової будови становить 79,41 т.

Відстань між повними довжинами прогонових будов становить 0,15 м.

Загальна довжина всього мостового переходу, для даного варіанту, становить 592,37 м.

Визначаємо всі геометричні характеристики берегових опор Оп 0 та Оп 6

Визначаємо ширину оголовка стояна за наступною формулою:

$$a_1 = a_{\text{л}} + n_1 + m_1 + \Delta$$

де

$a_{\text{л}} = 0,9$ – ширина металевих листа, (м);

$n_1, n_2 = 0,3$ – розширення для визначення ширини підферменного каменя, (м);

$m_1, m_2 = 0,25$ – розширення для визначення ширини оголовка, (м)

$$a_1 = 0,9 + 0,6 + 0,1 = 1,6 \text{ (м)}$$

Визначаємо довжину оголовка стояна за формулою:

$$b_1 = 2 b_{\text{п}} + b_{\text{л}} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

де

$b_{\phi}=5,8$ – відстань між осями головних ферм, (м);

$$b_1=5,8+ 1,1+ 1,2=8,1 \text{ (м)}$$

Висоту підферменних каменів приймаємо 0,3 м, а висоту оголовка стояна 0,5 м.

Довжину та висоту стояна визначаємо графічно: $a=14,3$ м, $h=12,1$ м.

Геометричні розміри ростверку стояна залежать від ширини і довжини тіла стояна. Для забезпечення стійкості геометричні показники на 0,5 м з кожної сторони більші, тобто ширина ростверку становить $a_5=14,2$ м, $b_5=9,1$ м, а висоту приймаємо $h_5=2,0$ м.

Фундаментом, для стоянів, слугуватимуть призматичні палі 0,4 х0,4 м і довжиною 16,0 м. Кількість палей в одному ростверку становить 30 штук. Так як стояни знаходяться на значній відстані від води, то використовувати, під час зведення фундаментів, шпунтове огороження не є доцільним.

Визначаємо всі геометричні характеристики опор, що є проміжними Оп 1 – Оп 5

В даному варіанті мостового переходу ми використовуємо монолітні опори з прямими гранями. В даному варіанті мостового переходу усі проміжні опори зведені на воді.

Під кожен з опорних частин, прогонової будови, встановлюємо металеві листи різних розмірів, для ферми 88 м – 0,9х1,1 м, для нерозрізної ферми 110+132+110 – 1,5х1,7; а для прогонів 33,6 м – 0,72х0,81 м.

Визначаємо ширину оголовка опори за наступною формулою:

$$a_1 = \frac{a_{л1}}{2} + \frac{(L_{п1}-L_{р1})}{2} + n_1 + m_1 + \frac{a_{л2}}{2} + \frac{(L_{п2}-L_{р2})}{2} + n_2 + m_2 + \Delta$$

де

$a_{л}$ – ширина металевих листів, (м);

$n_1, n_2=0,25$ (0,35) – розширення для визначення ширини підферменного каменя, (м);

$m_1, m_2=0,25$ (0,35) – розширення для визначення ширини оголовка, (м);

$\Delta=0,15$ – відстань між повними довжинами прогону, (м).

$$a_1(\text{Оп1, Оп4}) = \frac{0,9}{2} + \frac{(89,14-88)}{2} + 0,5 + \frac{1,5}{2} + \frac{(353,14-352)}{2} + 0,5 + 0,15 = 3,49 \text{ (м);}$$

приймаю 3,5 м;

$$a_1(\text{Оп5}) = \frac{0,72}{2} + \frac{(34,2-33,6)}{2} + 0,5 + \frac{1,5}{2} + \frac{(353,14-352)}{2} + 0,5 + 0,15 = 3,13 \text{ (м);}$$

приймаю 3,1 м;

$$a1(Оп2, Оп3) = 1,5 + 0,35 + 0,35 + 0,35 + 0,35 = 2,4 \text{ (м)};$$

Визначаємо довжину оголовка опори за формулою:

$$b1 = b\phi + b\lambda + n1 + m1 + n2 + m2$$

де

$b\phi=5,8$ (2,0) – відстань між осями головних ферм, (між осями балок) (м);

$$b1(Оп3 – Оп5) = 5,8 + 1,2 + 0,35 + 0,35 + 0,35 + 0,35 = 8,4 \text{ (м)};$$

Наступним етапом необхідно визначити всі геометричні показники (висота, ширина, довжина) ростверків, для всіх проміжних опор цього варіанту. Висота ростверків всіх опор становить 2,0 м.

Фундаменти проміжних опор Оп 1 – Оп 6, виконуємо з призматичних паль 0,4х0,4 м. Для зведення фундаментів опор які знаходяться на воді, необхідно застосовувати шпунтове огородження. Огородження, з кожної сторони, повинне бути на відстані 1,0 м від сторін ростверка. Шпунт занурюється в несучій масив ґрунту на 2,0 м, та повинен виступати над рівнем високих вод РВВ на 1,0 м.

$$ПР=РСР+h_{габ}+0,5+h_{буд};$$

де

$h_{габ}=9,5$ – висота габариту для п'ятого класу річки, (м);

$h_{буд}=1,85$ – будівельна висота прогонової будови в прольоті, (м);

$РСР=49,50$ – розрахунковий судноплавний рівень, (м).

$$ПР=49,50+9,5+0,5+1,85=61,35 \text{ (м)}$$

Визначаємо відмітку бровки насипу БН, за формулою:

$$БН=ПР-0,9;$$

$$БН=61,35-0,9=60,45(м)$$

Наступним етапом є визначення висоти насипу стоянів Оп 0 і Оп 8, розрахунок ведемо за наступною формулою:

$$H_{нас} = БН - ВЗ$$

де

БН – відмітка бровки насипу, (м);

ВЗ – відмітка землі, (м).

$$H_{\text{нас}}(\text{Оп}0) = 60,45 - 51,3 = 9,15 \text{ (м)};$$

$$H_{\text{нас}}(\text{Оп}8) = 60,45 - 52,0 = 8,45 \text{ (м)}.$$

Водопропускна здатність мостового переходу повинна задовольняти задану величину отвору, вона становить 515,0 м. За відомою формулою визначаємо фактичну довжину отвору мосту:

$$L_{\text{отв.}} = \sum l_{\text{п}} - \sum B_{\text{оп}} - (1,5H(0) + 1,5H(8)) + \sum \Delta;$$

$$L_{\text{отв.}} = 561,6 - 13,9 - (1,5 \times 9,15 + 1,5 \times 8,45) + 0,45 = 521,75 \text{ (м)}.$$

Визначаємо чи задовольняє фактичне значення $L_{\text{отв}}$ заданому:

$$(L_{\text{отв. зад}} - L_{\text{отв}}) / L_{\text{отв. зад}} \times 100\% = \pm 5\%;$$

$$(521,75 - 515) / 515 \times 100\% = 1,3\% < \pm 5\%$$

Умова виконується, фактична довжина отвору мосту задовольняє заданій.

Всі визначені геометричні розміри опор заносимо до таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Геометричні розміри опор, (м)

Номер опори	Оголовок			Тіло опори			Ростверк			Фундамент, палі		
	a1	b1	h1	a2	b2	h2	a3	b3	h3	м	h4	п
Оп 0	1,6	8,1	0,5	14,3	7,9	12,1	15,3	8,9	1,5	0,4x0,4	16,0	42
Оп 1,4	3,5	8,4	0,5	3,3	8,2	15,1	4,3	9,2	2,0			24
Оп 2,3	2,4	8,4	0,5	2,2	8,2	15,1	3,2	9,2	2,0			24
Оп 5	3,1	8,4	0,5	2,9	8,2	15,1	3,9	9,2	2,0			24
Оп 6	1,6	8,1	0,5	14,3	7,9	12,1	15,3	8,9	1,5			30

1.3.3. Розробка та описання третього варіанту мостового переходу

Схема прогонової будови для третього варіанту мостового переходу зображена на рисунку 1.4.

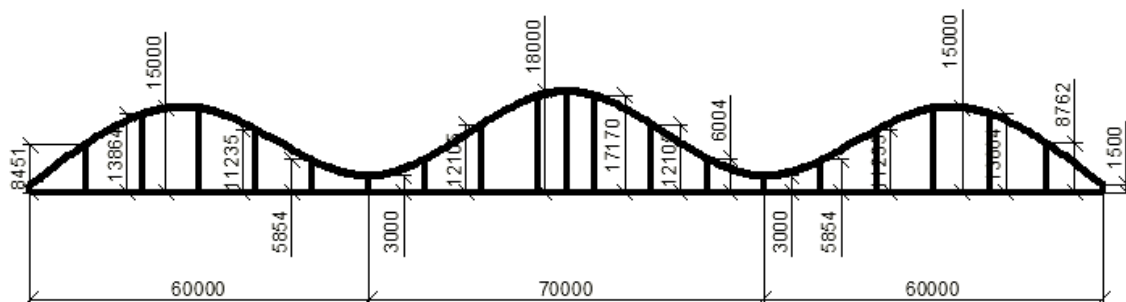


Рисунок 1.4 – Схема третього варіанту

Прогонові будови даного мостового переходу виконано з нерозрізних наскрізних ферм, розрахунковими довжинами 132+132 м, із їздою низом та зварні прогонові будови із суцільною стінкою з їздою низом розрахунковою довжиною 23,0 м, які характеризуються наступною схемою постановки прогонових будов:

$$55,8+132+132+(60+70+60)+55,8;$$

Прогонова будова розрахунковою довжиною 23 м, має зварний переріз головних балок. Матеріал балок – сталь 10Г2С1Д або 15 ХСНД. Висота балок становить $(\frac{1}{11} \dots \frac{1}{13}) \cdot l_p$. Ширина поясів – не менше 240 мм за умовою міцності дерев'яних мостобрусів на зминання та не більше 20 товщин поясу або 600 мм за умовою місцевої стійкості стисненого поясу. Товщина стінок – не менше 12 мм. Відстань між осями головних балок визначається за умови стійкості прогонової будови проти перекидання і вимогами горизонтальної жорсткості – від 1.80 м.

Нерозрізна металева ферма розрахунковою довжиною 132+132 м, має повну довжину 265,14 м, висоту головних ферм 15,0 м, довжина панелі 11,0 м, відстань між головними фермами 5,8 м, будівельна висота в прольоті становить 1,85 м а на опорі 2,72 м, маса металу для даної прогонової будови становить 1594,0 т.

Сталезалізобетонна прогонова будова розрахунковою довжиною 55,0 м, має повну довжину 55,8 м, висоту головних балок 3,60 м, відстань між головними балками 2,30 м, будівельна висота в прольоті становить 4,91 м а на опорі 5,43 м, маса металу для даної прогонової будови становить 130,99 т, залізобетону – 82,90 м³.

Відстань між повними довжинами прогонових будов становить 0,15 м.

Загальна довжина всього мостового переходу, для даного варіанту, становить 577,98 м.

Визначаємо всі геометричні характеристики берегових опор Оп 0 та Оп 5

Визначаємо ширину оголовка стояна за наступною формулою:

$$x = \frac{l_n - l_p}{2} + \Delta + m_1 + n = \frac{55,8 - 55}{2} + 0,1 + 0,6 = 1,1$$

Приймаю 1,1м

Визначаємо довжину оголовка стояна.

$$b_1 = b_{\phi} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

де

$b_{\phi} = 3,6$ – відстань між осями балок, (м);

$$b_1 = 3,6 + 0,3 + 0,3 + 0,3 + 0,3 = 4,8 \text{ (м)}$$

Висоту підферменних каменів приймаємо 0,2 м, а висоту оголовка стояна 0,5 м. Розміри стояна залежать від відмітки бровки насипу БН, висоту передньої стінки тіла опори стояна, приймаємо 2,0 м, через нижню точку цієї висоти проходить лінія конусу насипу з нахилом 1:1,5.

Геометричні розміри ростверку стояна залежать від ширини і довжини тіла стояна. Для забезпечення стійкості геометричні показники на 0,5 м з кожної сторони більші.

Фундаментом, для стоянів, слугуватимуть палі-оболонки, діаметром 1,2 м і довжиною 12,0 м. Кількість паль в одному ростверку становить 6 штук. Відстань між палями становить 1,6 м, а між їхніми осями 2,8 м.

Визначаємо всі геометричні характеристики опор.

В даному варіанті мостового переходу ми використовуємо монолітні двоярусні опори, з прямими гранями. Під кожен з опорних частин, прогонової будови, встановлюємо металеві листи різних розмірів, для нерозрізної ферми – 1,85x2,0 м, а для прогонів 55,8 м – 0,8x1,0 м.

Визначаємо ширину оголовка опори за наступною формулою:

$$a_1 = \frac{a_{л1}}{2} + \frac{(L_{п1}-L_{р1})}{2} + n_1 + m_1 + \frac{a_{л2}}{2} + \frac{(L_{п2}-L_{р2})}{2} + n_2 + m_2 + \Delta$$

де

$a_{л}$ – ширина металевого листа, (м);

$n_1, n_2=0,25 (0,35)$ – розширення для визначення ширини підферменного каменя, (м);

$m_1, m_2=0,25(0,35)$ – розширення для визначення ширини оголовка, (м);

$\Delta=0,15$ – відстань між повними довжинами прогону, (м).

$$a_1(Оп1, Оп4) = \frac{0,8}{2} + \frac{(55,8-55)}{2} + 0,5 + \frac{1,85}{2} + \frac{(419,14-418)}{2} + 0,5 + 0,15 = 2,52 (2,5)(м);$$

$$a_1(Оп2, Оп3) = 1,85 + 1,4 = 3,25 (3,3) (м);$$

$$a_1(Оп5) = \frac{0,8}{2} + \frac{(55,8-55)}{2} + 0,7 + \frac{0,55}{2} + \frac{(23,68-23)}{2} + 0,7 + 0,15 = 2,965 (3,0)м.$$

Визначаємо довжину оголовка опори.

$$b_1 = b_{ф} + b_{л} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

де

$b_{ф}=5,874 (2,0, 3,6)$ – відстань між осями головних ферм, (між осями балок) (м);

$$b_1(Оп1 – Оп4) = 5,874 + 2,0 + 0,25 + 0,25 + 0,25 + 0,25 = 8,874 (м); (8,9 м)$$

$$b_1(Оп5) = 3,6 + 1,0 + 0,35 + 0,35 + 0,35 + 0,35 = 6,0 (м);$$

Висоту оголовків проміжних опор приймаємо однаковою для всіх, і вона становить 0,5 м.

Фундаменти проміжних опор Оп 1 – Оп 7, виконуємо з паль-оболонки діаметром 1,2 м. Довжина паль для всіх опор становить 12,0 м.

Для зведення фундаментів опор які знаходяться на воді, необхідно застосовувати шпунтове огородження. Огородження, з кожної сторони, повинне бути на відстані 1,0 м від сторін ростверка. Шпунт занурюється в несучій масив ґрунту на 2,0 м, та повинен виступати над рівнем високих вод РВВ на 1,0 м.

Необхідно визначити проектне положення відмітки підосви рейки ПР, за формулою:

$$ПР = РСР + h_{габ} + 0,5 + h_{буд};$$

де

$h_{габ} = 9,5$ – висота габариту для п'ятого класу річки, (м);

$h_{буд} = 1,85$ – будівельна висота прогонової будови в прольоті, (м);

$РСР = 49,50$ – розрахунковий судноплавний рівень, (м).

$$ПР = 49,50 + 9,5 + 0,5 + 1,85 = 61,35 \text{ (м)}$$

Визначаємо відмітку бровки насипу БН, за формулою:

$$БН = ПР - 0,9;$$

$$БН = 61,35 - 0,9 = 60,45 \text{ (м)}$$

Наступним етапом є визначення висоти насипу стоянів Оп 0 і Оп 8, розрахунок ведемо за наступною формулою:

$$Н_{нас} = БН - ВЗ$$

де

БН – відмітка бровки насипу, (м);

ВЗ – відмітка землі, (м).

$$Н_{нас}(Оп0) = 60,45 - 51,3 = 9,15 \text{ (м);}$$

$$Н_{нас}(Оп8) = 60,45 - 52,0 = 8,45 \text{ (м).}$$

Водопроникна здатність мостового переходу повинна задовольняти задану величину отвору, вона становить 515,0 м. За відомою формулою визначаємо фактичну довжину отвору мосту:

$$L_{\text{отв.}} = \sum l_{\text{п}} - \sum B_{\text{оп}} - (1,5H(0) + 1,5H(8)) + \sum \Delta;$$

$$L_{\text{отв.}} = 552,6 - 13,6 - (1,5 \times 9,15 + 1,5 \times 8,45) + 0,45 = 513,05 \text{ (м)}.$$

Визначаємо чи задовольняє фактичне значення $L_{\text{отв}}$ заданому:

$$(L_{\text{отв. зад}} - L_{\text{отв}}) / L_{\text{отв. зад}} \times 100\% = \pm 5\%;$$

$$(515 - 513,05) / 515 \times 100\% = 0,3\% < \pm 5\%$$

Умова виконується, фактична довжина отвору мосту задовольняє заданій.

Всі визначені геометричні розміри опор заносимо до таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 – Геометричні розміри опор, (м)

Оп	Оголовок			Тіло опори						Ростверк			Фундамент, палі оболонки		
				Верхній ярус			Нижній ярус								
	a1	b1	h	a2	b2	h	a3	b3	h3	a4	b4	h4	Ø5	h5	n
0	1,1	4,8	0,5	-	-	-	11,5	4,8	11,6	12,5	5,8	1,5	1,2	12,0	12
1	2,5	8,9		2,3	8,7	4,5	2,8	9,2	4,5	3,8	10,2				12
2	3,3	8,9		3,1	8,7		3,6	9,2	4,5	4,6	10,2				12
3	3,3	8,9		3,1	8,7		3,6	9,2	4,5	4,6	10,2				12
4	2,5	8,9		2,3	8,7		3,8	9,2	4,5	4,8	10,2				12
5	3,0	6,0		2,8	5,8		3,3	6,3	4,5	4,3	7,3				12
6	2,4	4,8		-	-		11,5	4,8	11,6	12,5	5,8				12

Визначення об'ємів бетону та ваги металевих прогонових будов

Всі значення об'ємів варіанту № 1 визначаємо за таблицею 1.5.

Таблиця 1.5 – Визначення об'ємів варіант № 1

Найменування робіт	Формула та об'єми, м ³
1.Шпунтове огородження	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$
- опора №1	$S_1 = 129,3 \text{ м}^2$
- опора № 2	$S_2 = 246,4 \text{ м}^2$
- опора №3	$S_3 = 420,0 \text{ м}^2$
- опора №4	$S_4 = 420,0 \text{ м}^2$
- опора №5	$S_5 = 420,0 \text{ м}^2$
- опора №6	$S_6 = 420 \text{ м}^2$

- опора №7	$S_7 = 420 \text{ м}^2$ $\sum S = 2475,7 \text{ м}^2$
2.Залізобетонні оболонки - опора № 0, 8 - опора № 1 - опора №2 - опора №3 - опора №4 - опора №5 - опора №6 - опора №7	$V = n \times A \times h \quad A = \frac{0,8^2 \times 3,14}{4} = 0,5 \text{ м}^2$ $V_0 = 24 \times 0,5 \times 12 = 144 \text{ м}^3$ $V_1 = 12 \times 0,5 \times 12 = 72 \text{ м}^3$ $V_2 = 12 \times 0,5 \times 12 = 72 \text{ м}^3$ $V_3 = 12 \times 0,5 \times 12 = 72 \text{ м}^3$ $V_4 = 15 \times 0,5 \times 12 = 90 \text{ м}^3$ $V_5 = 15 \times 0,5 \times 12 = 90 \text{ м}^3$ $V_6 = 15 \times 0,5 \times 12 = 90 \text{ м}^3$ $V_7 = 12 \times 0,5 \times 12 = 72 \text{ м}^3$ $\sum V = 774 \text{ м}^3$
3. Тіло опори - опора № 0 - опора № 1, №2 - опора №3, №7 - опора №4, №6 - опора №5 - опора №5 - опора №8	$V = a_1 \times b_1 \times h_1 + a_2 \times b_2 \times h_2 + a_3 \times b_3 \times h_3$ $V_0 = 2,64 + 576,6 + 91,4 = 670,7 \text{ м}^3$ $V_1 = 8,7 + 152,1 + 59,4 = 220,2 \text{ м}^3$ $V_2 = 8,7 + 255,6 + 59,4 = 323,7$ $V_3 = 11,34 + 334,2 + 60,8 = 406,2 \text{ м}^3$ $V_4 = 9,66 + 280,7 + 60,8 = 351,1 \text{ м}^3$ $V_5 = 2,64 + 603,1 + 91,4 = 697,1 \text{ м}^3$ $V_6 = 0,5 \times 2,3 \times 4,3 + 2,1 \times 4,1 \times 9,32 + 2,0 \times 3,1 \times 5,1 = 116,7 \text{ м}^3$ $\sum V = 2669,1 \text{ м}^3$

4. Прогонові будови	$V = 6 \times 82,9 = 497,4 \text{ м}^3$ $G = 6 \times 130,99 + 994 = 1779,94 \text{ Т}$
---------------------	--

Всі значення об'ємів варіанту № 2 визначаємо за таблицею 1.6.

Таблиця 1.6 – Визначення об'ємів варіант № 2

Найменування робіт	Формула та об'єми, м ³
1.Шпунтове огороження	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$ - опора №1 $S_1 = 260 \text{ м}^2$ - опора № 2 $S_2 = 260 \text{ м}^2$ - опора №3 $S_3 = 420,0 \text{ м}^2$ - опора №4 $S_4 = 420,0 \text{ м}^2$ $\sum S = 582 \text{ м}^2$
2.Залізобетонні палі	$V = n \times A \times h \quad A = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$ - опора № 0 $V_0 = 60 \times 0,16 \times 16 = 153,6 \text{ м}^3$ - опора № 1 $V_1 = 24 \times 0,16 \times 16 = 61,44 \text{ м}^3$ - опора №2 $V_2 = 24 \times 0,16 \times 16 = 61,44 \text{ м}^3$ - опора №3 $V_3 = 24 \times 0,16 \times 16 = 61,44 \text{ м}^3$ - опора №4 $V_4 = 24 \times 0,16 \times 16 = 61,44 \text{ м}^3$ - опора №5 $V_5 = 24 \times 0,16 \times 16 = 61,44 \text{ м}^3$ - опора №6 $V_6 = 30 \times 0,16 \times 16 = 76,8 \text{ м}^3$ $\sum V = 537,6 \text{ м}^3$

3. Тіло опори	$V = a_1 \times b_1 \times h_1 + a_2 \times b_2 \times h_2 + a_3 \times b_3 \times h_3$
- опора № 0, №6	$V_0 = 6,5 + 1366,9 + 204,3 = 1577,7 \text{ м}^3$
- опора № 1, №4	$V_1 = 23,3 + 418,6 + 80,8 = 522,7 \text{ м}^3$
- опора №2, №3	$V_2 = 16 + 279 + 60,2 = 355,2 \text{ м}^3$
- опора №5	$V_5 = 20,6 + 367,8 + 73,3 = 461,8 \text{ м}^3$
	$\sum V = 4495,0 \text{ м}^3$
4. Прогонові будови	$V = 39 \text{ м}^3$
	$G = 2 \times 352,8 + 1722 + 54,61 = 2482,21 \text{ Т}$

Всі значення об'ємів варіанту № 3 визначаємо за таблицею 1.7.

Таблиця 1.7 – Визначення об'ємів варіант № 3

Найменування робіт	Формула та об'єми, м ³
1.Шпунтове огородження	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$
- опора №1	$S_1 = 260 \text{ м}^2$
- опора № 2	$S_2 = 420 \text{ м}^2$
- опора №3	$S_3 = 420,0 \text{ м}^2$
- опора №4	$S_4 = 420,0 \text{ м}^2$
- опора №5	$S_5 = 360,0 \text{ м}^2$
	$\sum S = 1880 \text{ м}^2$
2.Залізобетонні оболонки	$V = n \times A \times h \quad A = \frac{1,2^2 \times 3,14}{4} = 1,13 \text{ м}^2$
- опора № 0, №6	$V_0 = 12 \times 1,13 \times 12 = 162,7 \text{ м}^3$
- опора № 1	$V_1 = 8 \times 1,13 \times 12 = 108,48 \text{ м}^3$
- опора №2	$V_2 = 8 \times 1,13 \times 12 = 108,48 \text{ м}^3$
- опора №3	

- опора №4	$V_3 = 8 \times 1,13 \times 12 = 108,48 \text{ м}^3$
- опора №5	$V_4 = 8 \times 1,13 \times 12 = 108,48 \text{ м}^3$
	$V_5 = 8 \times 1,13 \times 12 = 108,48 \text{ м}^3$
	$\sum V = 867,8 \text{ м}^3$
3. Тіло опори	$V = a_1 \times b_1 \times h_1 + a_2 \times b_2 \times h_2 + a_3 \times b_3 \times h_3$
- опора № 0, №6	$V_0 = 2,6 + 640,3 + 108,8 = 751,7 \text{ м}^3$
- опора № 1, №4	$V_1 = 11,1 + 90 + 115,9 + 58,1 = 275,2 \text{ м}^3$
- опора №2, №3	$V_2 = 14,7 + 121,4 + 149 + 70,4 = 355,5 \text{ м}^3$
- опора №5	$V_5 = 9 + 73,1 + 93,6 + 47,1 = 222,7 \text{ м}^3$
	$\sum V = 3047,4 \text{ м}^3$
4. Прогонові будови	$V = 2 \times 82,9 + 27 = 192,8 \text{ м}^3$
	$G = 2 \times 130,99 + 2325 + 71,11 = 2658,1 \text{ Т}$

Визначаємо вартість варіантів мостового переходу за таблицею 1.8.

Таблиця 1.8 – Порівняння вартості варіантів

Визначення вартості мостового переходу				
Варіант № 1				
Елементи мосту	Об'єм, м3	Вага, т	Вартість, грн	
			На одиницю	На об'єм
Стояни та опори	2669,1		3783,70	10099073,7
Фундаменти	774		3783,70	2928583,8
Шпунт		2475,7	1807,50	4474827,8
Наскрізні ферми		994	11809,00	11738146,0
Сталезалізобетонні прогонові будови	497,4	130,99	11519,80	7238927,1
Всього				36479558,3
Варіант № 2				
Елементи мосту	Об'єм, м3	Вага, т	Вартість, грн	
			На одиницю	На об'єм
Шпунт		582	1807,50	1051965

Фундаменти	537,6		3783,70	2034117,12
Стояни та опори	4495		3783,70	17007731,5
Сталезалізобетонні прогонові будови		54,61	13872,44	757573,9484
Нерозрізні ферми 110+132+110		1722	11809,0	20335098
Розрізні ферми		705,6	11447,50	8077356
Всього				49263841,57
Варіант № 3				
Елементи мосту	Об'єм, м3	Вага, т	Вартість, грн	
			На одиницю	На об'єм
Шпунт		1880	1807,50	3398100
Фундаменти	867,8		3783,70	3283494,86
Стояни та опори	3047,4		3783,70	11530447,38
Нерозрізні ферми		2325	11809,0	27455925
Сталезалізобетонні прогонові будови		333,09	13872,44	4620771,04
Всього				50288738,28

Висновок: Після визначення всіх геометричних розмірів, об'ємів та вартості варіантів мостового переходу, можна зробити висновок, що найбільш раціональним та економічно обґрунтованим є перший варіант. Отже до розрахунку приймаємо перший варіант мостового переходу.

2. Порівняння конструкції раціональної нерозрізної металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу

2.1 Варіант №1

2.1.1 Схема прогонової будови

Для першого варіанту раціональну нерозрізну металеву прогонову будову під залізничне навантаження С14 річки 6 класу пропонується виконувати у виді аркової прогонової будови, що являє дуже раціональну та сучасну конструкцію.

Схема прогону для першого варіанту мостового переходу зображена на рисунку 2.1.

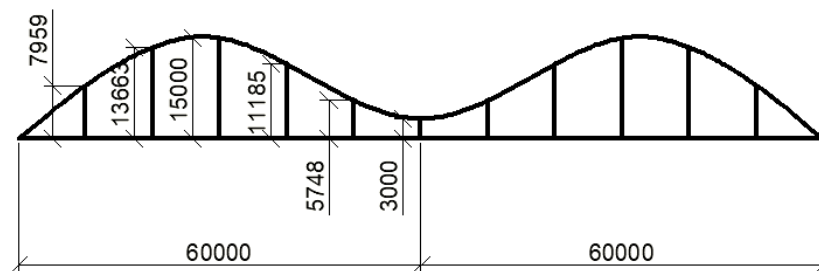


Рисунок 2.1 – Схема першого варіанту нерозрізної металевої прогонової будови

Для виявлення раціональності прогонової будови необхідно порівняти величину зусиль, що викликається в основних елементах, що сприймають навантаження від постійних та тимчасових дій.

Величини зусиль у нерозрізній арковій прогоновій будові можемо отримати за допомогою методу скінчених елементів в програмному забезпеченні Selena.

Постійні навантаження приймаємо з коефіцієнтом надійності для всіх навантажень 1,1 (0,9).

Нормативну величину інтенсивності власної ваги аркової прогонової споруди можна прийняти за формулою

$$q_{\text{вв}}^{\text{н}} = (\sum S_{\text{елем}} \cdot 1 \cdot g_{\text{мет}}) 1,1 = (1,209955 \cdot 1 \cdot 78) = 103,8 \text{ кН/м}$$

Нормативне навантаження від ваги мостового полотна $q_{\text{мп}}$ приймається згідно ДБН В.2.3-14:2006. При цьому вказані величини інтенсивності навантажень треба зменшити в два рази (на одну балку). Нормативне

навантаження від ваги мостового полотна при залізобетонних безбаластових плитах із двома тротуарами – 22.6 кН/м колії

$$q_{\text{мп}}^{\text{н}} = \frac{22,6}{2} = 11,3 \text{ кН/м}$$

$$q_{\text{мп}}^{\text{м}} = q_{\text{мп}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{\text{fn}} = 11,3 \cdot 1,1 = 12,43 \text{ кН/м};$$

Повна вага: $q^{\text{розр}} = q_{\text{б.п.}}^{\text{р.}} + q_{\text{м.п.}}^{\text{р.}} = 103,8 + 12,43 = 116,24 \text{ кН/м.}$

Розрахункова схема показано на рис. 2.2

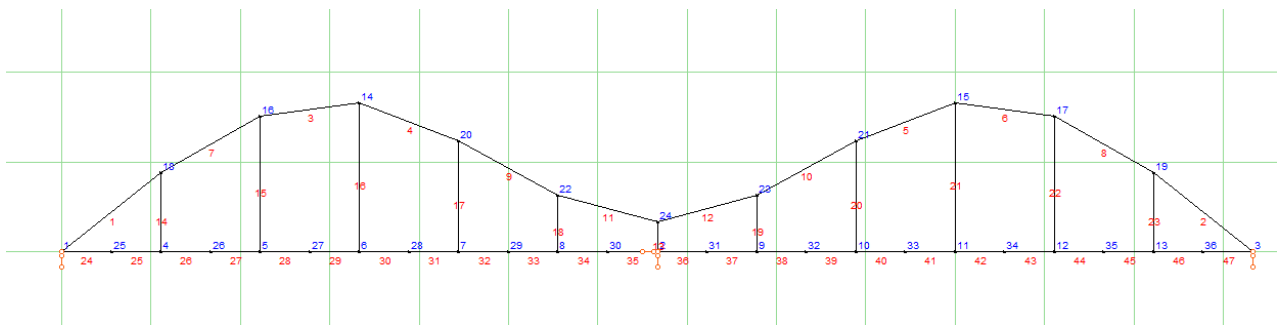


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема

Отримані лінії впливу показано на рисунках.

2.1.2 Лінії впливу верхнього поясу (аркової конструкції)

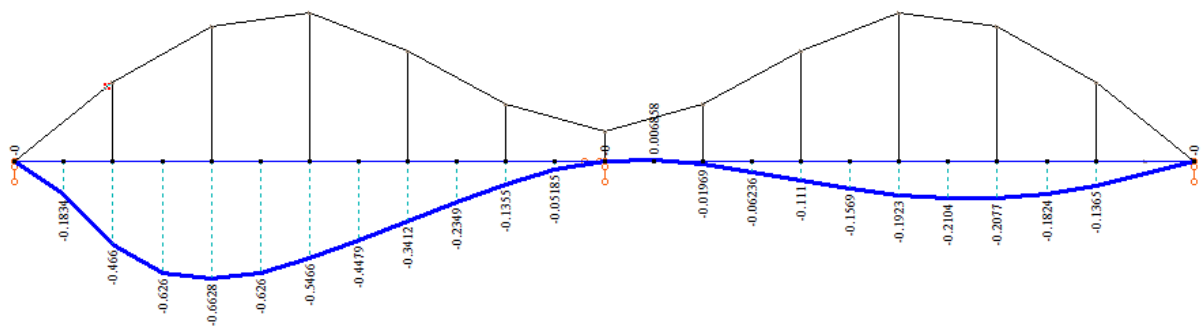


Рисунок 2.3 – Верхній пояс аркової конструкції В1-В2

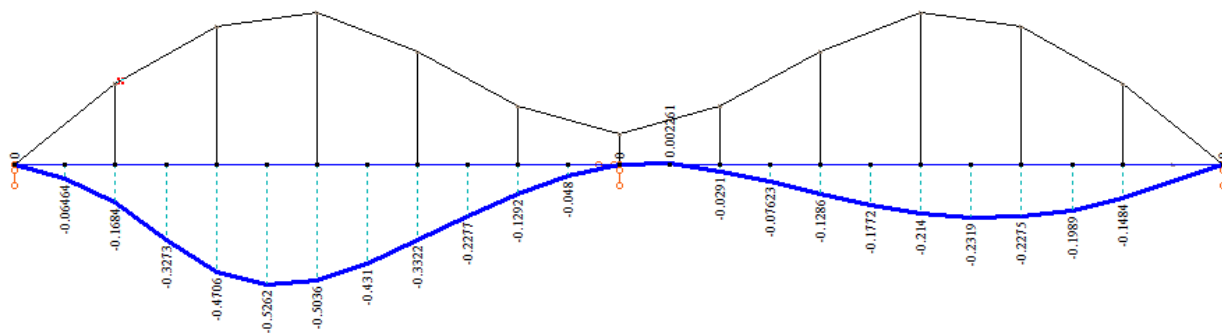


Рисунок 2.4 – Верхній пояс аркової конструкції В2-В3

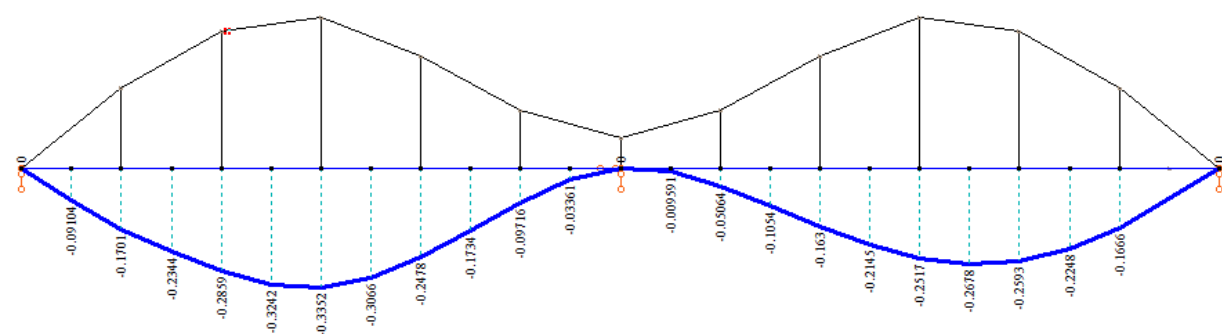


Рисунок 2.5 – Верхній пояс аркової конструкції В3-В4

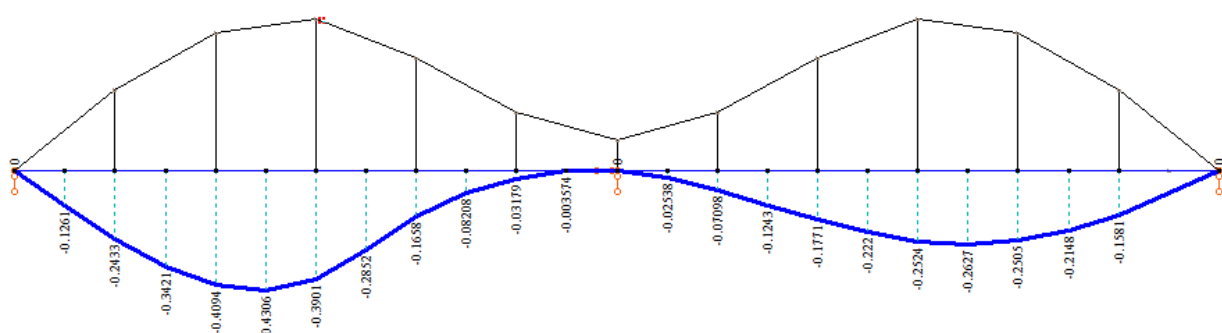


Рисунок 2.6 – Верхній пояс аркової конструкції В4-В5

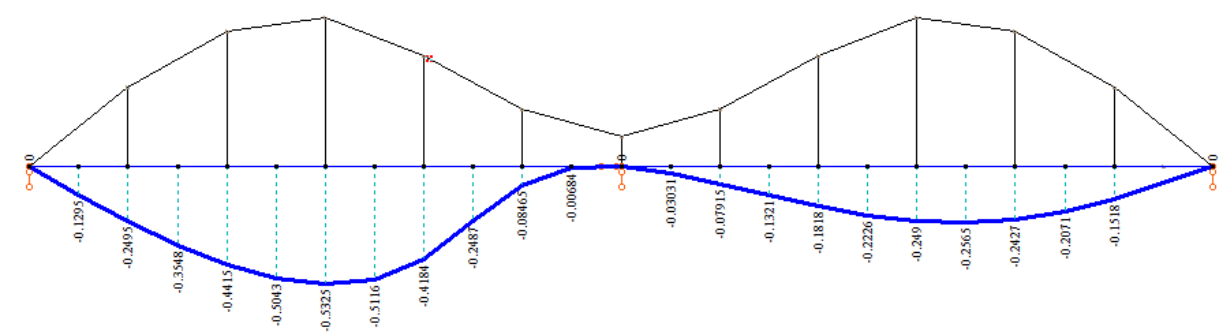


Рисунок 2.7 – Верхній пояс аркової конструкції В5-В6

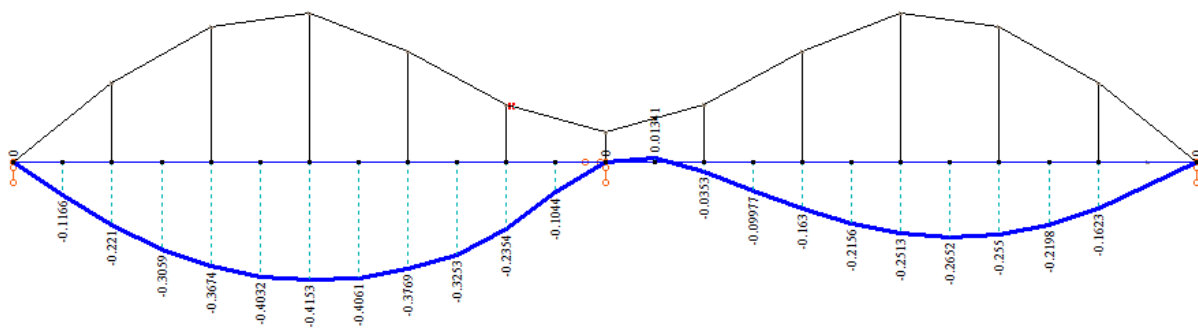


Рисунок 2.8 – Верхній пояс аркової конструкції B6-B7

Отримані результати по нижньому поясі балки заносимо в таблицю 2.2

Таблиця 2.1 – Отримані результати по верхньому поясі

№ вузла	B1-B2	B2-B3	B3-B4	B4-B5	B5-B6	B6-B7
1.	0	0	0	0	0	0
2.	-0,18335	-0,06464	-0,09104	-0,12615	-0,12948	-0,11661
3.	-0,46604	-0,16841	-0,1701	-0,2433	-0,24948	-0,22104
4.	-0,62603	-0,32729	-0,2344	-0,34211	-0,35481	-0,30593
5.	-0,66279	-0,47055	-0,28589	-0,40936	-0,44145	-0,36736
6.	-0,62598	-0,52624	-0,32422	-0,43057	-0,50428	-0,40325
7.	-0,54657	-0,50361	-0,33516	-0,39011	-0,5325	-0,41534
8.	-0,44786	-0,43101	-0,30656	-0,28524	-0,51164	-0,40608
9.	-0,34125	-0,3322	-0,24778	-0,16583	-0,4184	-0,37687
10.	-0,23487	-0,22768	-0,17341	-0,08208	-0,24866	-0,32535
11.	-0,13552	-0,12922	-0,09716	-0,03179	-0,08465	-0,2354
12.	-0,05185	-0,048	-0,03361	-0,00357	-0,00684	-0,10444
13.	0	0	0	0	0	0
14.	0,006858	0,002261	-0,00959	-0,02538	-0,03031	0,013409
15.	-0,01969	-0,0291	-0,05064	-0,07098	-0,07915	-0,0353
16.	-0,06237	-0,07623	-0,10535	-0,12433	-0,13209	-0,09977
17.	-0,11097	-0,12857	-0,16302	-0,17715	-0,18184	-0,163
18.	-0,15688	-0,17716	-0,21448	-0,22198	-0,22261	-0,21562
19.	-0,19232	-0,21396	-0,25174	-0,25237	-0,24905	-0,25135
20.	-0,21044	-0,23193	-0,26782	-0,26273	-0,25646	-0,26523
21.	-0,20773	-0,22751	-0,25933	-0,25053	-0,24272	-0,25497
22.	-0,1824	-0,19892	-0,22475	-0,21482	-0,20705	-0,2198
23.	-0,13645	-0,14838	-0,16663	-0,15808	-0,15183	-0,16233
24.	0	0	0	0	0	0
Σ	-5,594	-4,658	-4,013	-4,268	-5,235	-4,932
Ω	-55,94	-46,58	-40,13	-42,68	-52,35	-49,32
Зусилля	-6503,0	-5414,9	-4664,3	-4961,7	-6085,5	-5732,5

2.1.3 Лінії впливу балки (затяжки) аркової конструкції

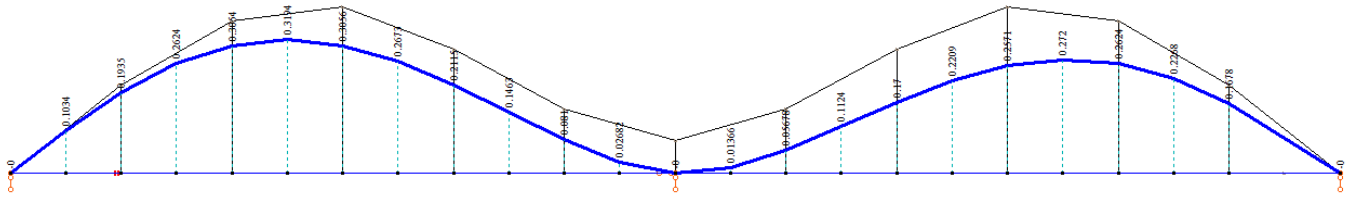


Рисунок 2.9 – Балка затяжки аркової прогонової будови Н 0-1

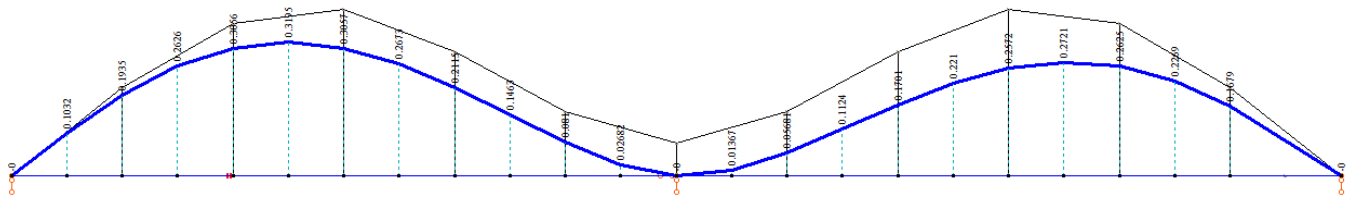


Рисунок 2.10 – Балка затяжки аркової прогонової будови Н 1-2

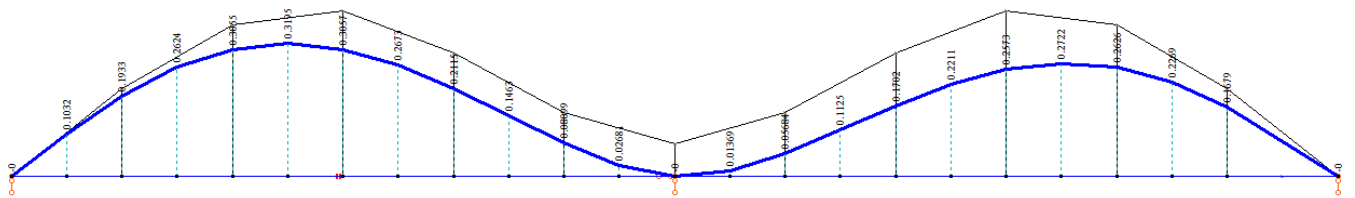


Рисунок 2.11 – Балка затяжки аркової прогонової будови Н 2-3



Рисунок 2.12 – Балка затяжки аркової прогонової будови Н 3-4

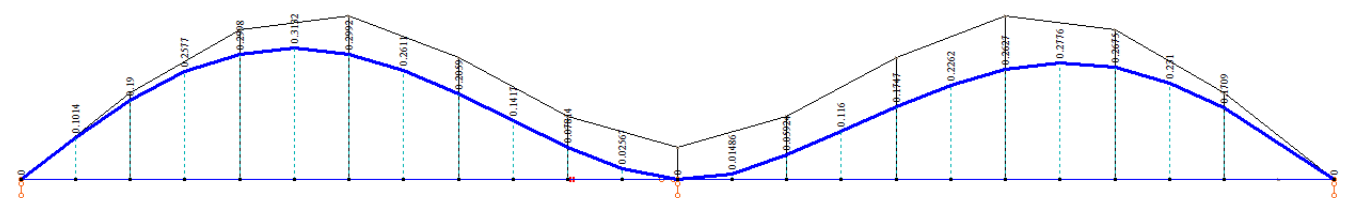


Рисунок 2.13 – Балка затяжки аркової прогонової будови Н 4-5

Отримані результати по нижньому поясі балки заносимо в таблицю 2.2

Таблиця 2.2 – Отримані результати по нижньому поясі

№ вузла	H 0-1	H 1-2	H 2-3	H 3-4	H 4-5
1.	0	0	0	0	0
2.	0,10339	0,10324	0,10316	0,1029	0,10141
3.	0,19351	0,19351	0,19335	0,19283	0,19001
4.	0,26239	0,26263	0,26242	0,26169	0,25775
5.	0,3054	0,3056	0,30549	0,30459	0,2998
6.	0,31939	0,31951	0,31952	0,31852	0,31321
7.	0,30562	0,30567	0,3057	0,30476	0,29924
8.	0,26733	0,26734	0,26735	0,26656	0,26113
9.	0,21147	0,21148	0,21147	0,21094	0,20591
10.	0,14628	0,14628	0,14627	0,146	0,14175
11.	0,081004	0,081004	0,080988	0,080803	0,078142
12.	0,026823	0,02682	0,02681	0,026704	0,025668
13.	0	0	0	0	0
14.	0,013658	0,013671	0,013686	0,013825	0,014861
15.	0,056777	0,056811	0,056845	0,057136	0,059244
16.	0,11237	0,11243	0,11248	0,11291	0,11601
17.	0,17005	0,17013	0,1702	0,17075	0,17466
18.	0,22089	0,22099	0,22107	0,22172	0,22618
19.	0,25713	0,25723	0,25733	0,25802	0,26274
20.	0,27203	0,27215	0,27224	0,27293	0,27758
21.	0,26238	0,26249	0,26258	0,26321	0,26746
22.	0,22678	0,22687	0,22695	0,22748	0,23101
23.	0,16782	0,16788	0,16793	0,16832	0,17086
24.	0	0	0	0	0
Σ	3,982	3,984	3,984	3,983	3,975
Ω	39,82	39,84	39,84	39,83	39,75
Зусилля	4629,2	4630,7	4630,8	4629,4	4620,1

2.1.4 Лінії впливу підвісок аркової конструкції

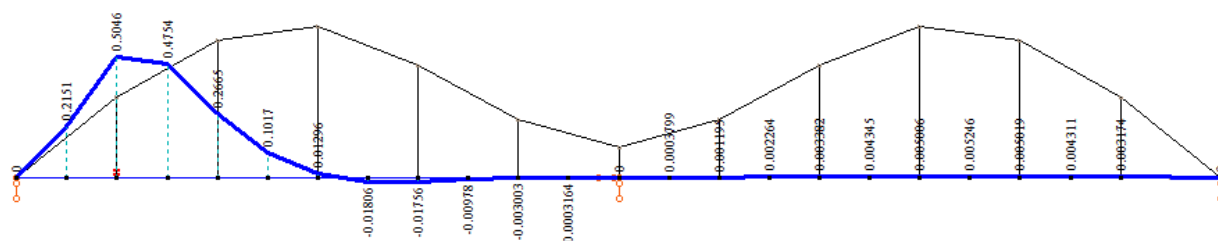


Рисунок 2.14 – Підвіска аркової прогонової будови С1

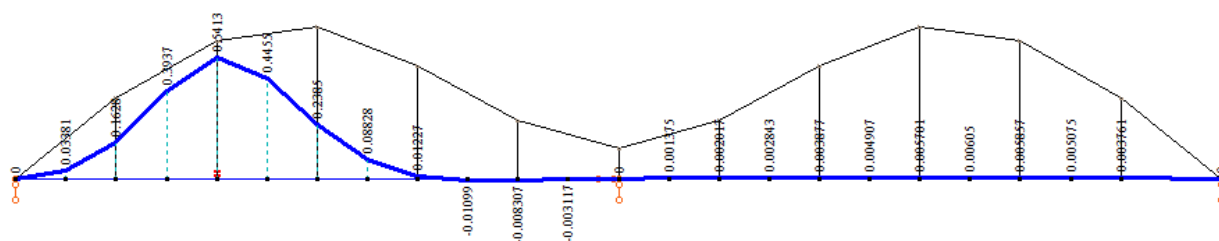


Рисунок 2.15 – Підвіска аркової прогонової будови С2

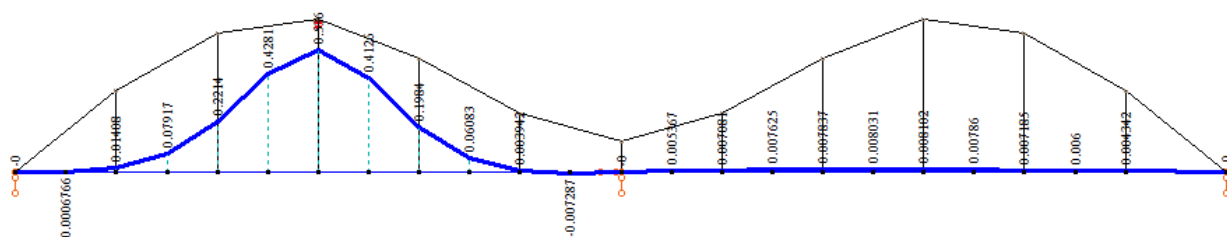


Рисунок 2.16 – Підвіска аркової прогонової будови С3

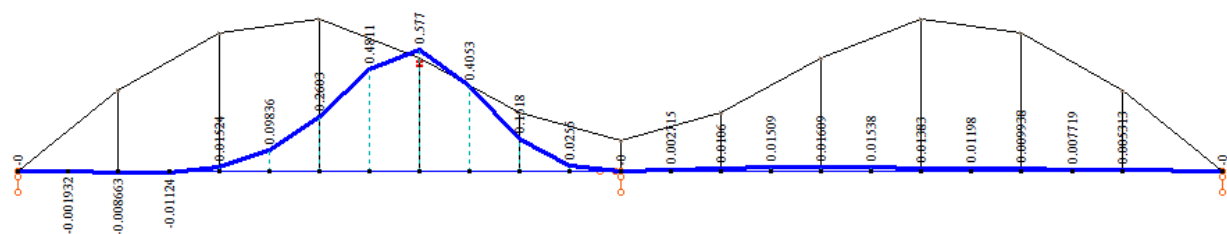


Рисунок 2.17 – Підвіска аркової прогонової будови С4

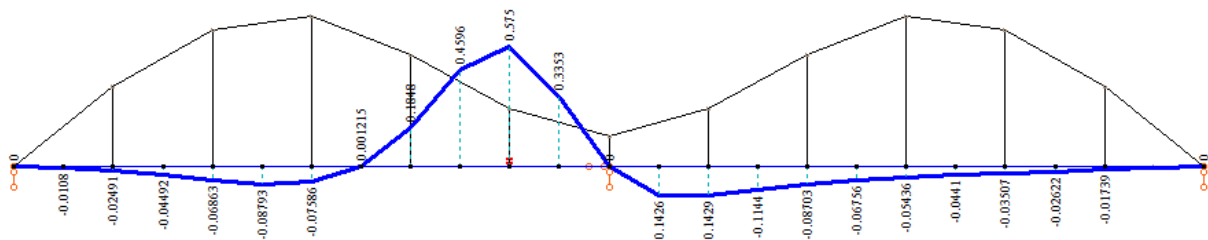


Рисунок 2.18 – Підвіска аркової прогонової будови С5

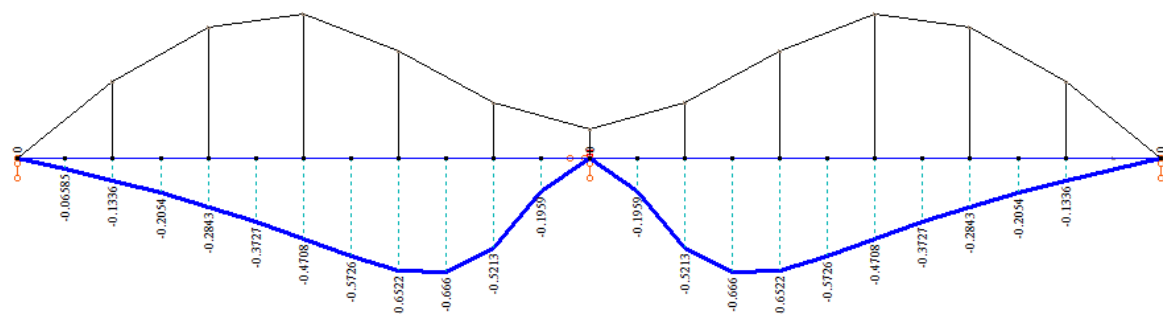


Рисунок 2.19 – Підвіска аркової прогонової будови С6

2.2 Варіант №2

2.2.1 Схема прогонової будови

Для другого варіанту раціональну нерозрізну металеву прогонову будову під залізничне навантаження С14 річки 6 класу пропонується виконувати у виді аркової прогонової будови з трьох прогонів по схемі 40+60+40.

Схема прогону для другого варіанту мостового переходу зображена на рисунку 2.2.

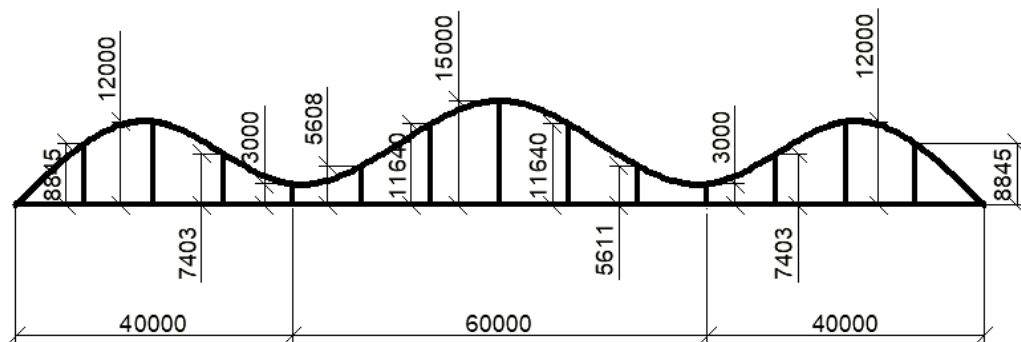


Рисунок 2.20 – Схема другого варіанту нерозрізної металеві прогонової будови

Для виявлення раціональності прогонової будови необхідно також порівняти величину зусиль, що викликається в основних елементах, що сприймають навантаження від постійних та тимчасових дій.

Нормативну величину інтенсивності власної ваги аркової прогонової споруди можна прийняти за формулою

$$q_{\text{вв}}^{\text{н}} = (\sum S_{\text{елем}} \cdot 1 \cdot g_{\text{мет}}) 1,1 = (1,203915 \cdot 1 \cdot 78) = 93,9 \text{ кН/м}$$

Нормативне навантаження від ваги мостового полотна $q_{\text{мп}}$ приймається згідно ДБН В.2.3-14:2006. При цьому вказані величини інтенсивності навантажень треба зменшити в два рази (на одну балку). Нормативне навантаження від ваги мостового полотна при залізобетонних безбаластових плитах із двома тротуарами – 22.6 кН/м колії

$$q_{\text{мп}}^{\text{н}} = \frac{22,6}{2} = 11,3 \text{ кН/м}$$

$$q_{\text{мп}}^{\text{м}} = q_{\text{мп}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{\text{fn}} = 11,3 \cdot 1,1 = 12,43 \text{ кН/м};$$

Повна вага: $q^{розр} = q_{6.}^{р.} + q_{м.п.}^{р.} = 93,9 + 12,43 = 115,73 \text{ кН/м.}$

Розрахункова схема показано на рис. 2.21

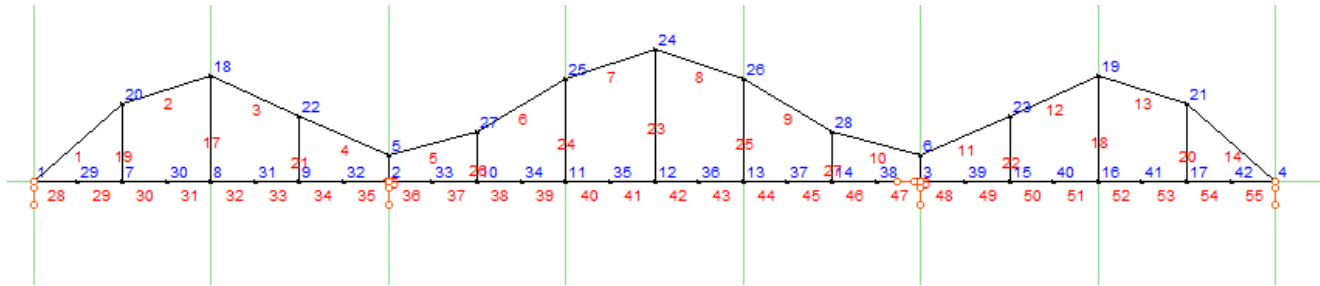


Рисунок 2.21 – Розрахункова схема

Отримані лінії впливу показано на рисунках.

2.2.2 Лінії впливу верхнього поясу (аркової конструкції)

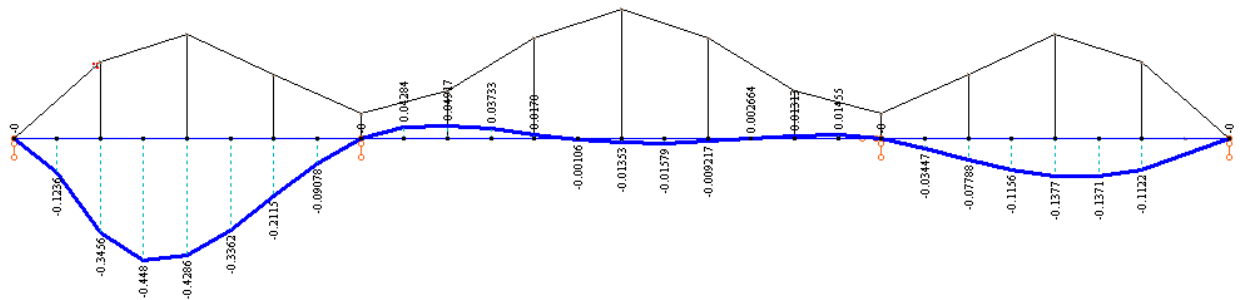


Рисунок 2.22 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В1-В2

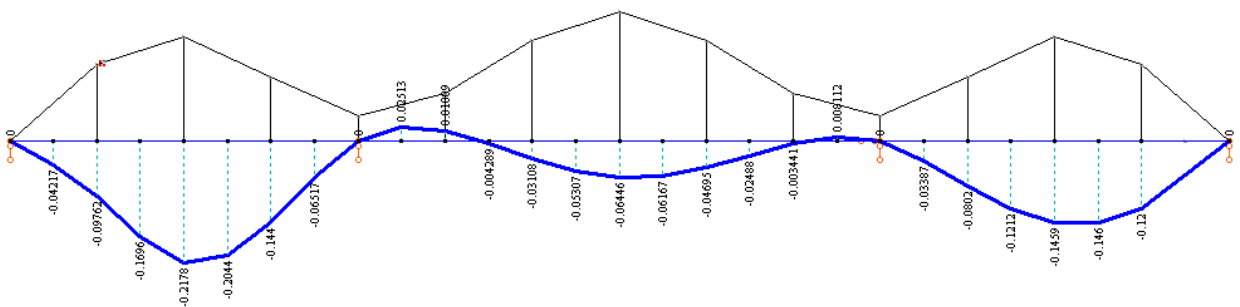


Рисунок 2.23 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В2-В3

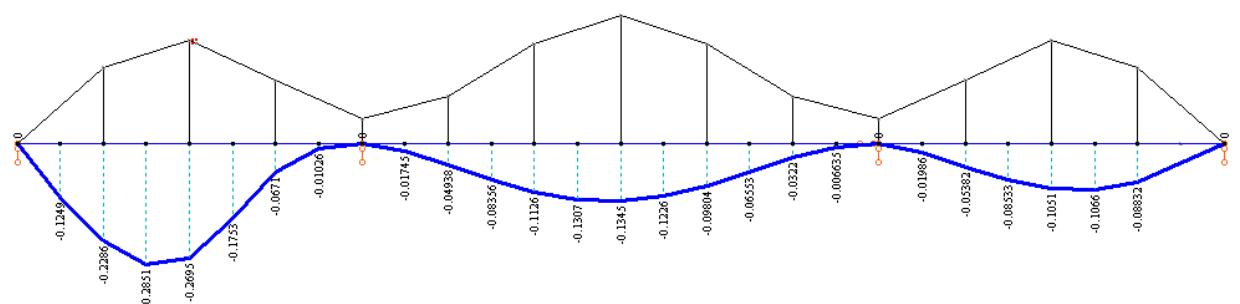


Рисунок 2.24 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В3-В4

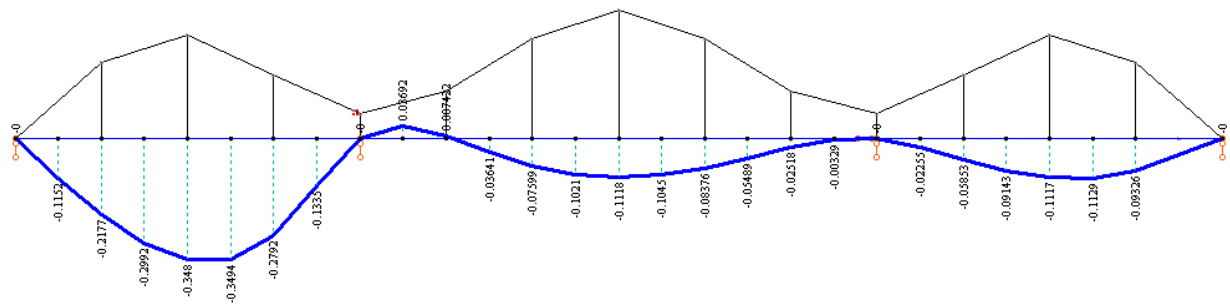


Рисунок 2.25 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В4-В5

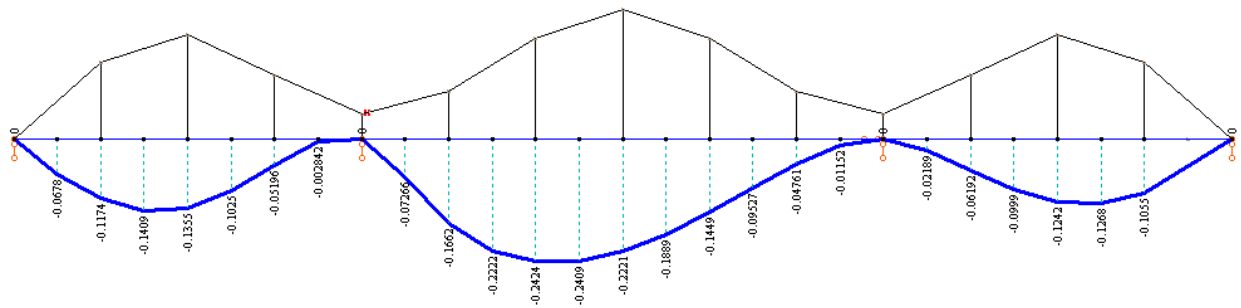


Рисунок 2.26 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В5-В6

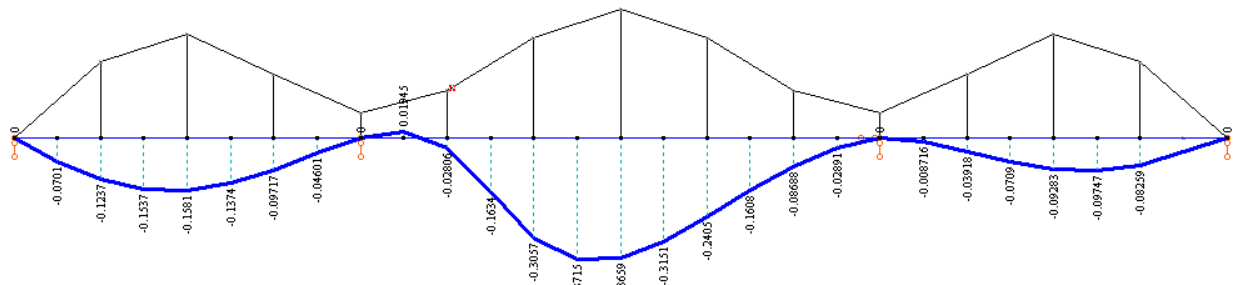


Рисунок 2.27 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В6-ВВ7

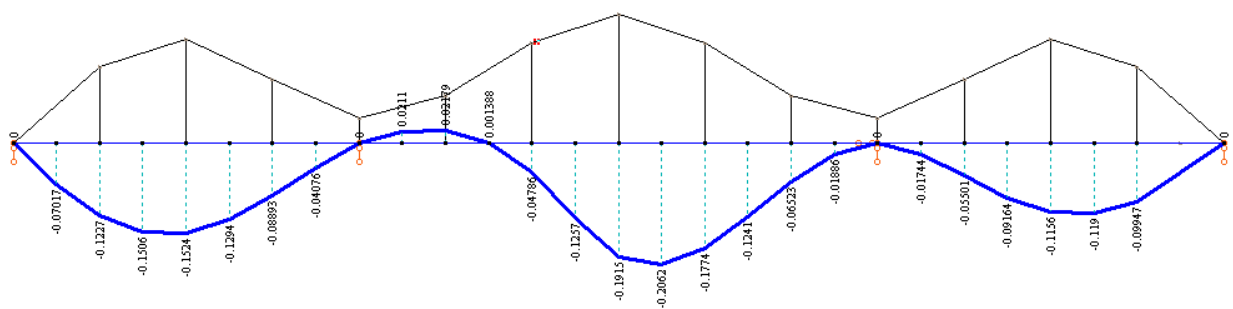


Рисунок 2.28 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В7-В8

Отримані результати по верхнього поясу (своду) заносимо в таблицю 2.3

Таблиця 2.3

№	B1-B2	B2-B3	B3-B4	B4-B5	B5-B6	B6-B7	B7-B8
1.	0	0	0	0	0	0	0
2.	-0,12363	-0,04217	-0,12488	-0,1152	-0,0678	-0,0701	-0,07017
3.	-0,34557	-0,09762	-0,22861	-0,21772	-0,11743	-0,12366	-0,12272
4.	-0,44805	-0,16959	-0,28508	-0,29915	-0,14086	-0,1537	-0,15064
5.	-0,42861	-0,21781	-0,26953	-0,34796	-0,13552	-0,15815	-0,15243
6.	-0,33622	-0,20441	-0,17532	-0,34939	-0,10247	-0,13743	-0,12944
7.	-0,21153	-0,14397	-0,0671	-0,27923	-0,05196	-0,09717	-0,08893
8.	-0,09078	-0,06517	-0,01026	-0,13354	-0,00284	-0,04601	-0,04076
9.	0	0	0	0	0	0	0
10.	0,042838	0,025126	-0,01745	0,036919	-0,07266	0,019446	0,0211
11.	0,049172	0,018093	-0,04939	0,007422	-0,16618	-0,02806	0,021795
12.	0,03733	-0,00429	-0,08356	-0,03641	-0,22216	-0,16335	0,001388
13.	0,017799	-0,03108	-0,11263	-0,07599	-0,24242	-0,30566	-0,04786
14.	-0,00106	-0,05307	-0,13065	-0,10212	-0,24085	-0,37148	-0,1257
15.	-0,01353	-0,06446	-0,13445	-0,11179	-0,22213	-0,36594	-0,19147
16.	-0,01579	-0,06167	-0,12259	-0,10446	-0,18886	-0,31509	-0,2062
17.	-0,00922	-0,04695	-0,09804	-0,08377	-0,14492	-0,24051	-0,17741
18.	0,002665	-0,02489	-0,06553	-0,05489	-0,09527	-0,16078	-0,12414
19.	0,013134	-0,00344	-0,0322	-0,02518	-0,04761	-0,08688	-0,06523
20.	0,014548	0,008112	-0,00664	-0,00329	-0,01152	-0,02891	-0,01886
21.	0	0	0	0	0	0	0
22.	-0,03447	-0,03387	-0,01987	-0,02255	-0,02189	-0,00872	-0,01744
23.	-0,07788	-0,0802	-0,05382	-0,05853	-0,06192	-0,03918	-0,05501
24.	-0,11556	-0,12124	-0,08533	-0,09143	-0,0999	-0,0709	-0,09164
25.	-0,13772	-0,14587	-0,10506	-0,11174	-0,12421	-0,09283	-0,11563
26.	-0,13711	-0,14603	-0,10657	-0,11286	-0,12675	-0,09747	-0,11895
27.	-0,11223	-0,11997	-0,08832	-0,09326	-0,10546	-0,08259	-0,09947
28.	0	0	0	0	0	0	0
Σ	-1,544	-1,517	-1,834	-2,154	-2,487	-2,878	-1,822
Ω	-15,44	-15,17	-18,34	-21,54	-24,87	-28,78	-18,22
N	-1787,1	-1755,7	-2122,8	-2492,9	-2878,8	-3330,3	-2108,9

2.2.3 Лінії впливу балки (затяжки) аркової конструкції

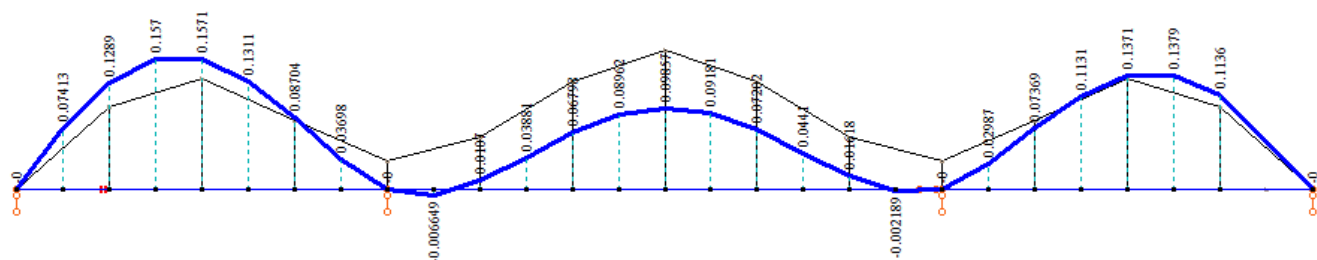


Рисунок 2.29 – Затяжки аркової прогонової будови Н 0-1

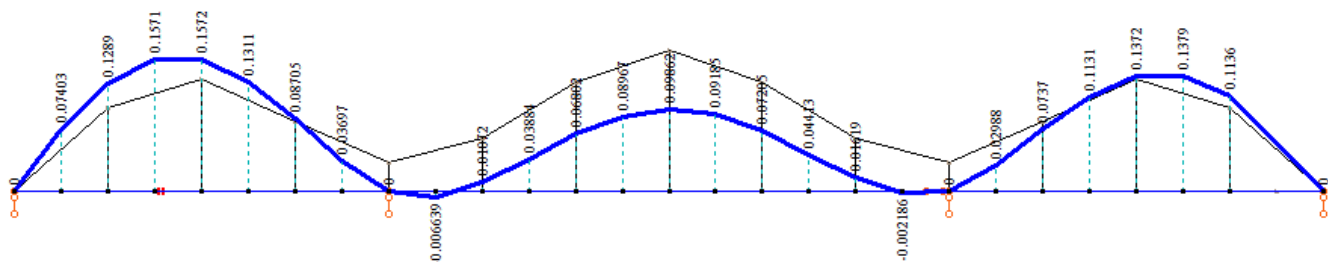


Рисунок 2.30 – Затяжки аркової прогонової будови Н 1-2

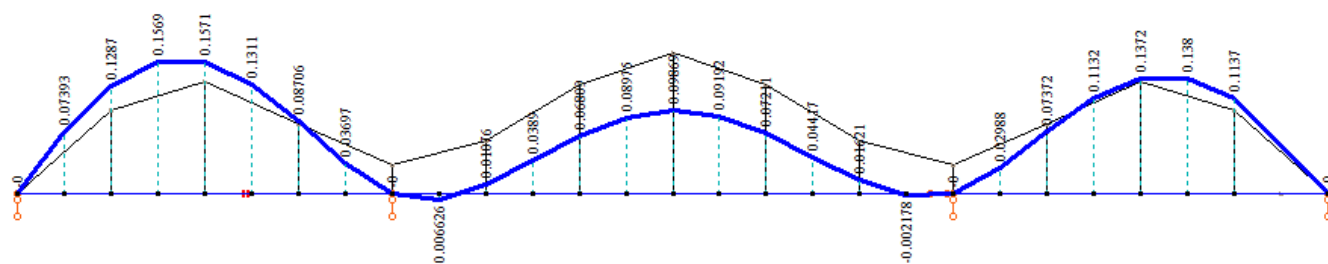


Рисунок 2.31 – Затяжки аркової прогонової будови Н 2-3

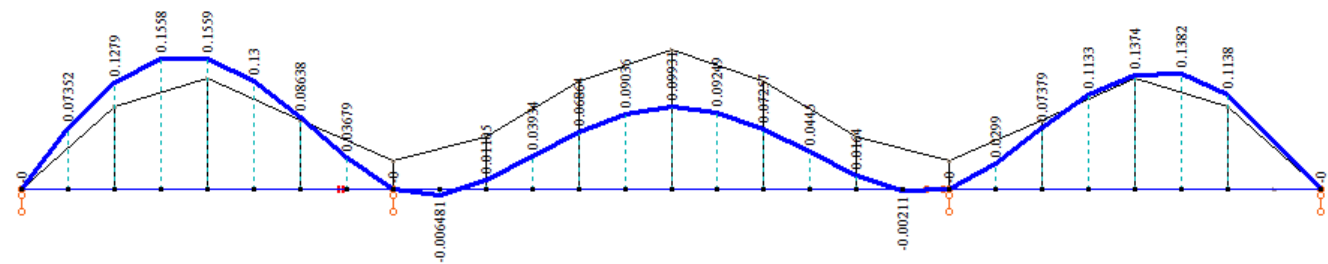


Рисунок 2.32 – Затяжки аркової прогонової будови Н 3-4

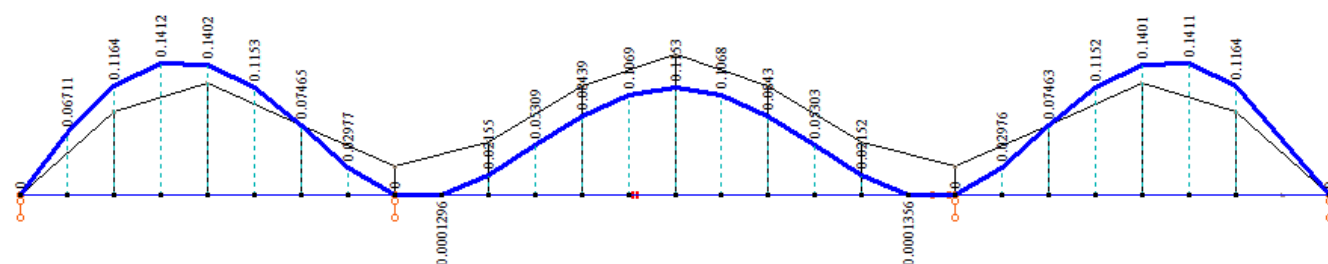


Рисунок 2.33 – Затяжки аркової прогонової будови Н 7-8

Отримані результати по нижньому поясі балки заносимо в таблицю 2.4

Таблиця 2.4 – Отримані результати по нижньому поясі

	Н 0-1	Н 1-2	Н 2-3	Н 3-4	Н 7-8
1.	0	0	0	0	0
2.	0,07413	0,074029	0,073934	0,073524	0,067114
3.	0,12889	0,1289	0,12871	0,12794	0,11645
4.	0,15695	0,15713	0,15689	0,15584	0,14118
5.	0,1571	0,15724	0,15712	0,15591	0,14017
6.	0,13105	0,13112	0,13112	0,12996	0,11529
7.	0,087036	0,087051	0,087064	0,086375	0,074654
8.	0,036976	0,036973	0,036975	0,036795	0,029771
9.	0	0	0	0	0
10.	-0,00665	-0,00664	-0,00663	-0,00648	-0,00013
11.	0,010699	0,010722	0,010756	0,011055	0,021549
12.	0,03881	0,038844	0,038898	0,039342	0,053092
13.	0,067975	0,068019	0,068088	0,068644	0,084387
14.	0,089621	0,08967	0,089747	0,090363	0,1069
15.	0,098567	0,098616	0,098694	0,09931	0,11532
16.	0,09181	0,091854	0,091925	0,092485	0,10681
17.	0,072019	0,072054	0,072112	0,072572	0,0843
18.	0,044103	0,044127	0,044167	0,044498	0,053034
19.	0,016177	0,01619	0,016212	0,016404	0,021522
20.	-0,00219	-0,00219	-0,00218	-0,00211	-0,00014
21.	0	0	0	0	0
22.	0,029873	0,029879	0,029883	0,029898	0,029762
23.	0,073687	0,073702	0,073718	0,073795	0,074629
24.	0,11312	0,11315	0,11317	0,11331	0,11525
25.	0,13714	0,13717	0,13721	0,13739	0,14013
26.	0,1379	0,13793	0,13796	0,13816	0,14113
27.	0,11362	0,11365	0,11368	0,11384	0,11641
28.	0	0	0	0	0
Σ	1,538	1,539	1,540	1,542	1,624
Ω	15,38	15,39	15,40	15,42	16,24
N	1780,4	1781,2	1781,9	1784,0	1879,3

2.2.4 Лінії впливу підвісок аркової конструкції

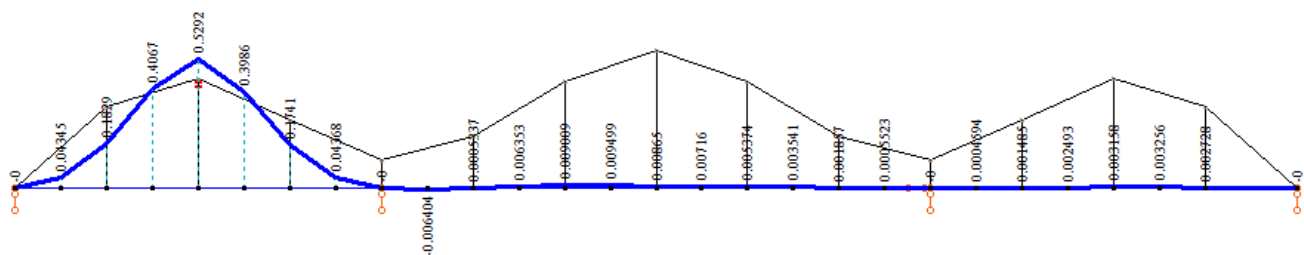


Рисунок 2.34 – Підвіски аркової прогонової будови С2

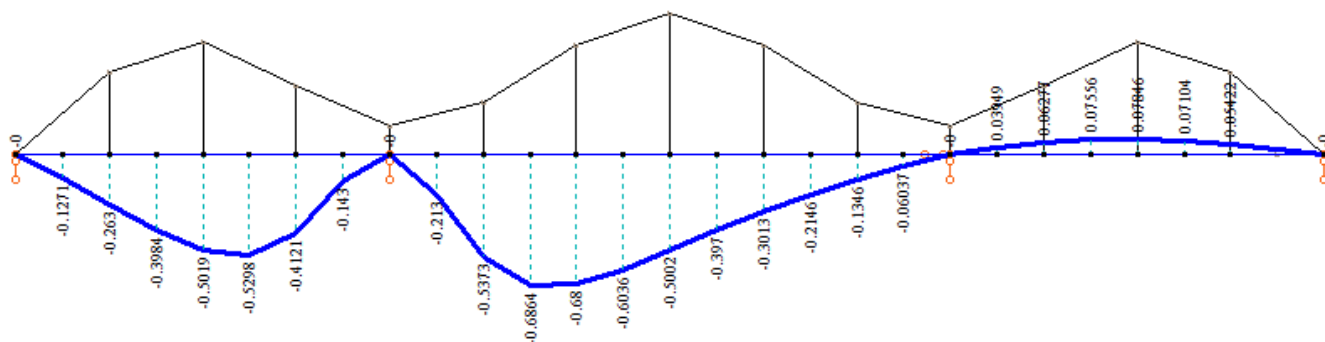


Рисунок 2.35 – Підвіски аркової прогонової будови С4

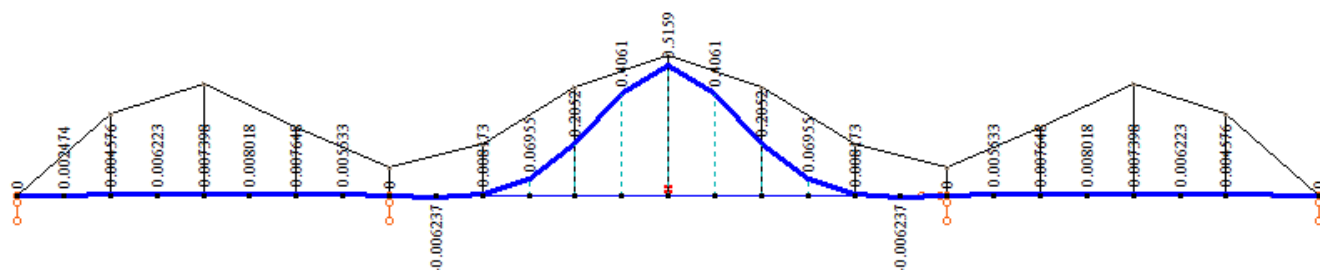


Рисунок 2.36 – Підвіски аркової прогонової будови С7

2.3 Варіант №3

2.3.1 Схема прогонової будови

Для третього варіанту раціональну нерозрізну металеву прогонову будову під залізничне навантаження С14 річки 6 класу пропонується виконувати у виді аркової прогонової будови з трьох прогонів по схемі 60+70+60.

Схема прогону варіанту зображена на рисунку 2.37.

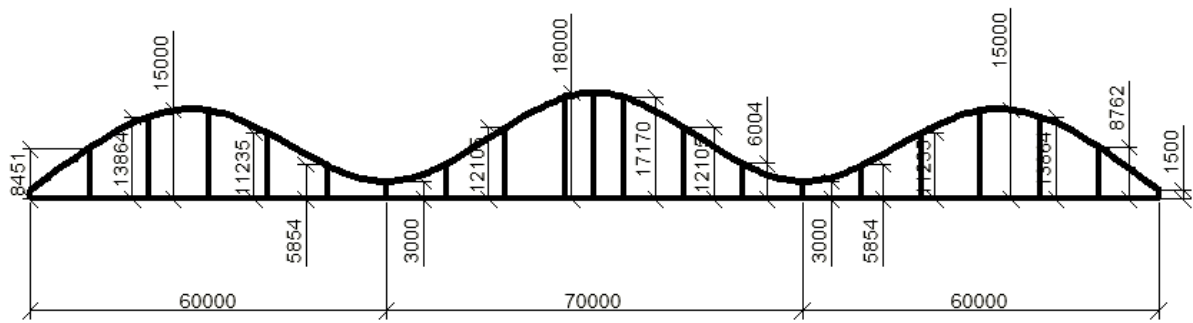


Рисунок 2.37 – Схема третього варіанту нерозрізної металевої прогонової будови

Для виявлення раціональності прогонової будови необхідно також порівняти величину зусиль, що викликається в основних елементах, що сприймають навантаження від постійних та тимчасових дій.

Нормативну величину інтенсивності власної ваги аркової прогонової споруди можна прийняти за формулою

$$q_{\text{вв}}^{\text{н}} = (\sum S_{\text{елем}} \cdot 1 \cdot g_{\text{мет}}) 1,1 = (0,33 \cdot 1 \cdot 78) = 28,2 \text{ кН/м}$$

Нормативне навантаження від ваги мостового полотна $q_{\text{мп}}$ приймається згідно ДБН В.2.3-14:2006. При цьому вказані величини інтенсивності навантажень треба зменшити в два рази (на одну балку). Нормативне навантаження від ваги мостового полотна при залізобетонних безбаластових плитах із двома тротуарами – 22.6 кН/м колії

$$q_{\text{мп}}^{\text{н}} = \frac{22,6}{2} = 11,3 \text{ кН/м}$$

$$q_{\text{мп}}^{\text{м}} = q_{\text{мп}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{\text{fn}} = 11,3 \cdot 1,1 = 12,43 \text{ кН/м};$$

Повна вага: $q^{\text{розр}} = q_{\text{б.}}^{\text{р.}} + q_{\text{м.п.}}^{\text{р.}} = 28,2 + 12,43 = 40,63 \text{ кН/м.}$

Розрахункова схема показано на рис. 2.38

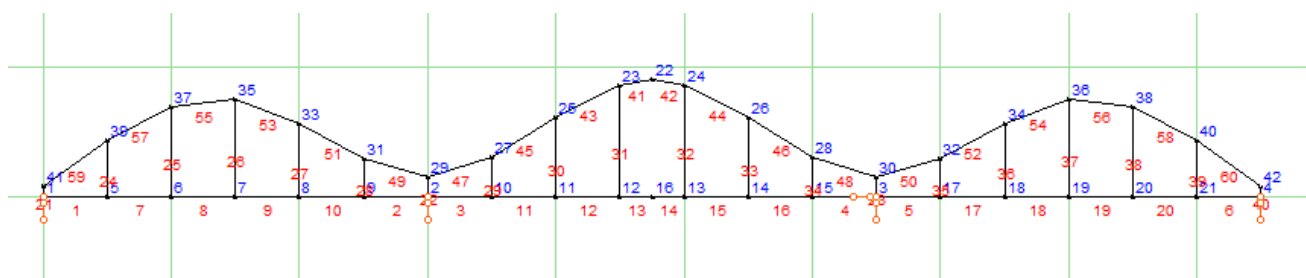


Рисунок 2.38 – Розрахункова схема

Отримані лінії впливу показано на рисунках.

2.3.2 Лінії впливу верхнього поясу (аркової конструкції)

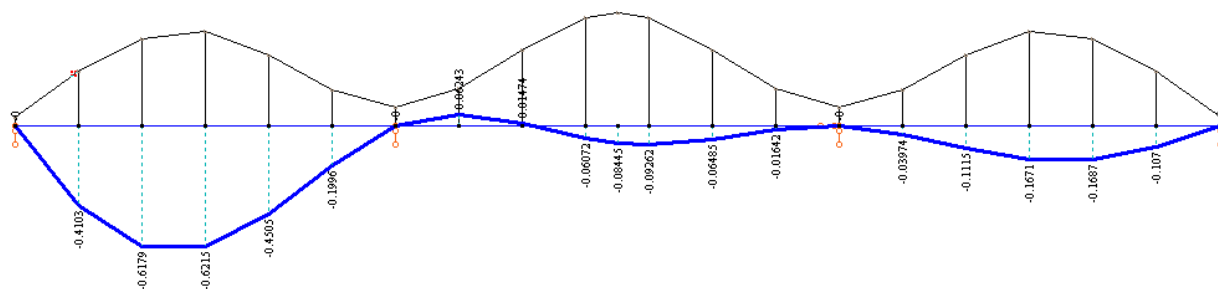


Рисунок 2.39 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В1-В2

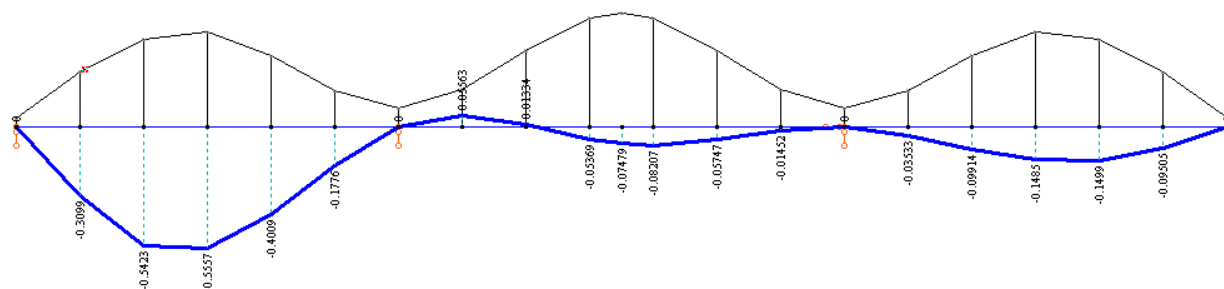


Рисунок 2.40 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В2-В3

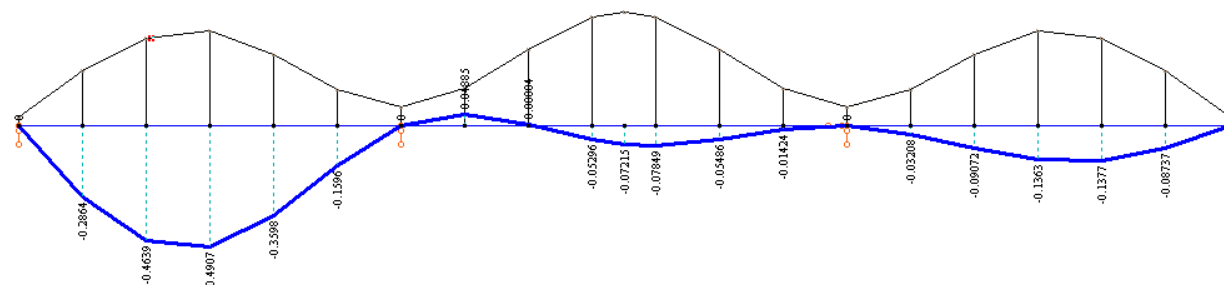


Рисунок 2.41 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В3-В4

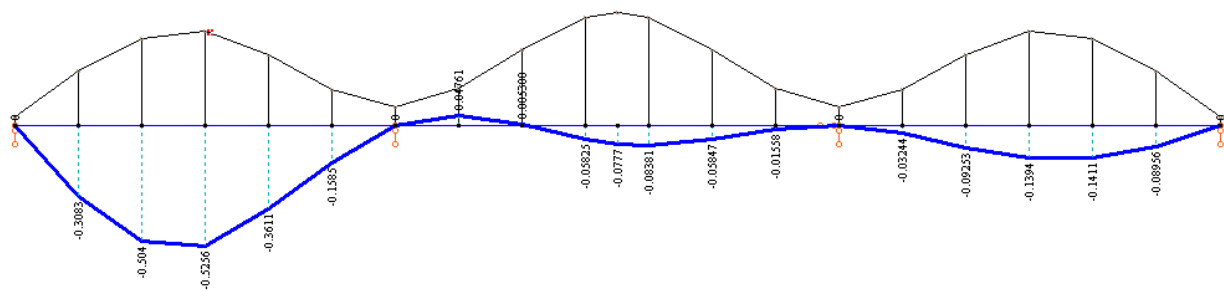


Рисунок 2.42 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В4-В5

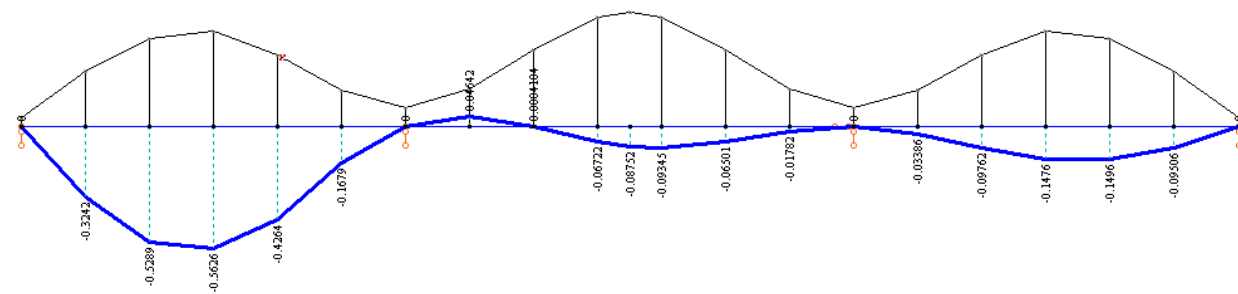


Рисунок 2.43 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В5-В6

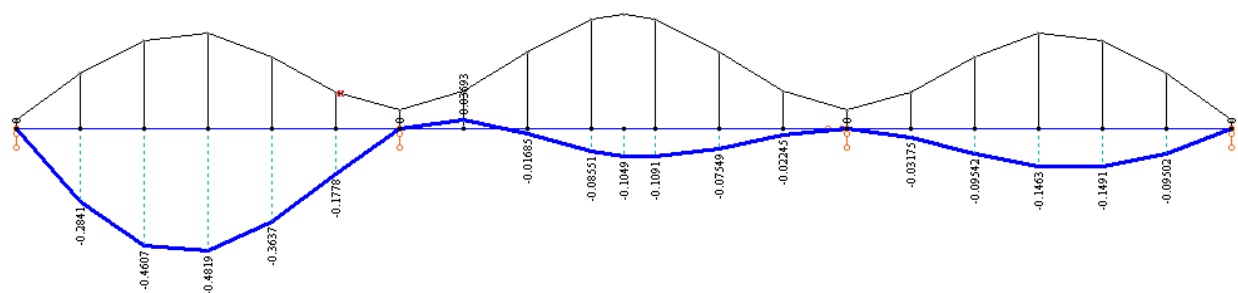


Рисунок 2.44 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В6-В7

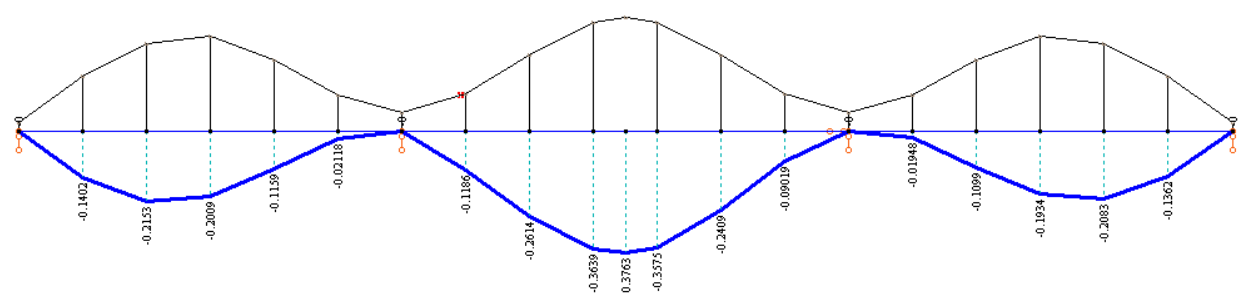


Рисунок 2.45 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В7-В8

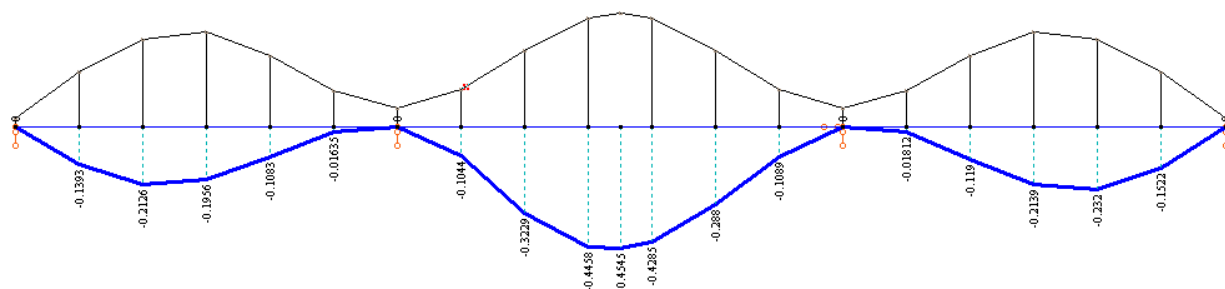


Рисунок 2.46 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В8-В9

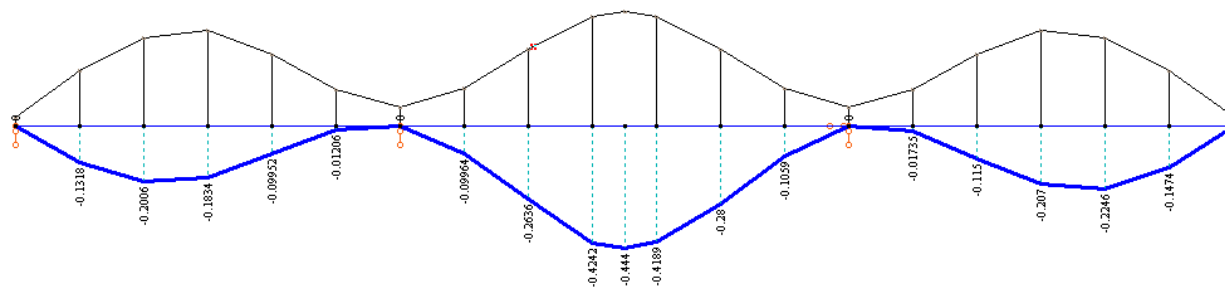


Рисунок 2.47 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В9-В10

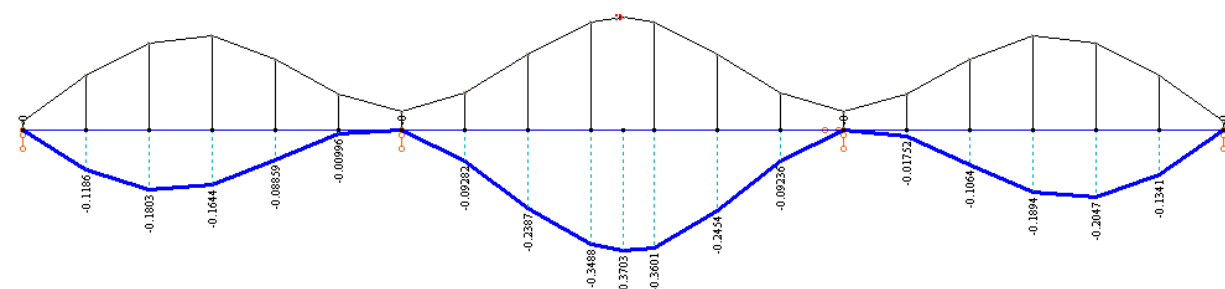


Рисунок 2.48 – Верхнього поясу аркової прогонової будови В10-В11

Отримані результати по верхньому поясі балки заносимо в таблицю 2.5

Таблиця 2.5 – Отримані результати по верхньому поясі

	В1-В2	В2-В3	В3-В4	В4-В5	В5-В6	В6-В7	В7-В8	В8-В9	В9-В10	В10-В11
1.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.	-0,41028	-0,30993	-0,28639	-0,30826	-0,32416	-0,28406	-0,14016	-0,13933	-0,13184	-0,11863
3.	-0,61792	-0,54226	-0,46391	-0,50399	-0,52886	-0,46073	-0,21526	-0,21261	-0,20061	-0,18032
4.	-0,62152	-0,55571	-0,49067	-0,5256	-0,56256	-0,48192	-0,20091	-0,19565	-0,18337	-0,16442
5.	-0,45047	-0,40088	-0,35977	-0,36106	-0,42642	-0,3637	-0,11586	-0,10828	-0,09952	-0,08859
6.	-0,19964	-0,17761	-0,15956	-0,15855	-0,16787	-0,17779	-0,02118	-0,01635	-0,01206	-0,00996
7.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8.	0,062429	0,055635	0,048852	0,04761	0,046417	0,036927	-0,11859	-0,10441	-0,09964	-0,09282

9.	0,014735	0,013339	0,00884	0,005308	0,00041	-0,01685	-0,26143	-0,32288	-0,26364	-0,23867
10.	-0,06072	-0,05369	-0,05296	-0,05825	-0,06722	-0,08551	-0,36386	-0,4458	-0,42419	-0,34878
11.	-0,08445	-0,07479	-0,07215	-0,0777	-0,08752	-0,10489	-0,37629	-0,45447	-0,44399	-0,37032
12.	-0,09262	-0,08208	-0,07849	-0,08381	-0,09345	-0,10909	-0,35754	-0,42855	-0,41891	-0,3601
13.	-0,06485	-0,05748	-0,05486	-0,05847	-0,06501	-0,07549	-0,24094	-0,28801	-0,28004	-0,24543
14.	-0,01642	-0,01452	-0,01424	-0,01558	-0,01782	-0,02245	-0,09019	-0,10893	-0,10589	-0,09237
15.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16.	-0,03974	-0,03533	-0,03208	-0,03244	-0,03386	-0,03175	-0,01948	-0,01812	-0,01735	-0,01752
17.	-0,11154	-0,09914	-0,09072	-0,09253	-0,09762	-0,09542	-0,10988	-0,11901	-0,11503	-0,10645
18.	-0,16715	-0,14853	-0,13629	-0,13942	-0,14763	-0,14626	-0,19343	-0,21387	-0,20696	-0,18937
19.	-0,16872	-0,14991	-0,13772	-0,14108	-0,14962	-0,14912	-0,20834	-0,23204	-0,22464	-0,20474
20.	-0,10698	-0,09505	-0,08737	-0,08956	-0,09506	-0,09502	-0,1362	-0,15218	-0,14735	-0,13406
21.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Σ	-3,136	-2,728	-2,459	-2,593	-2,818	-2,663	-3,170	-3,560	-3,375	-2,963
Ω	-31,36	-27,28	-24,59	-25,93	-28,18	-26,63	-31,70	-35,60	-33,75	-29,63
N	-3629,1	-3157,0	-2846,4	-3001,3	-3261,1	-3082,0	-3668,1	-4120,5	-3905,9	-3428,6

2.3.3 Лінії впливу балки (затяжки) аркової конструкції

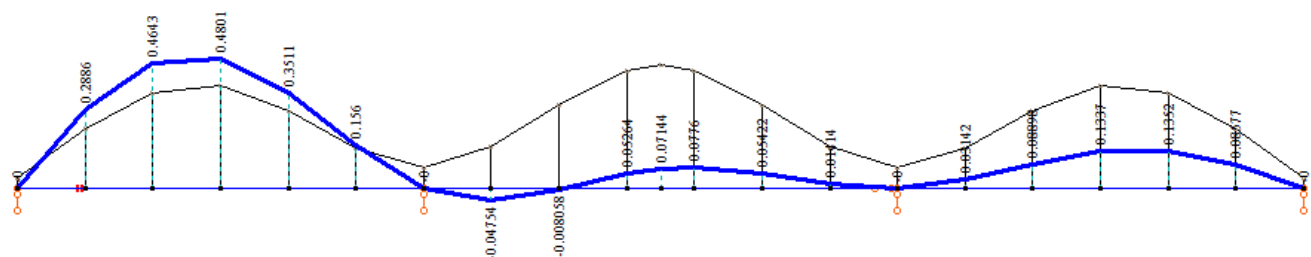


Рисунок 2.49 – Затяжки аркової прогонової будови Н 0-1

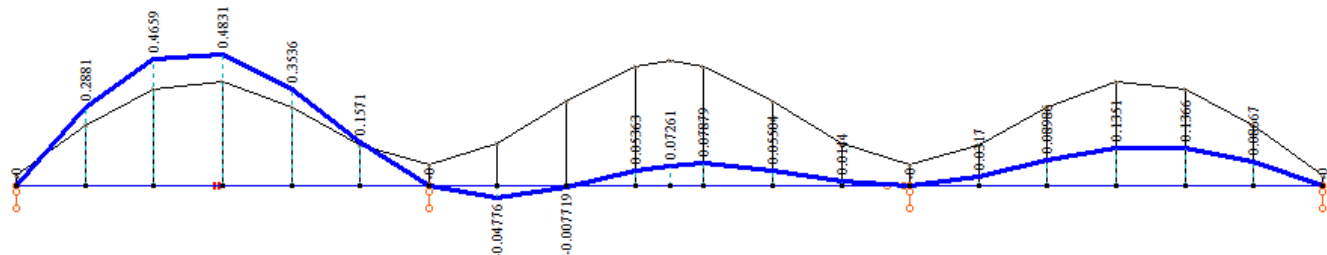


Рисунок 2.50 – Затяжки аркової прогонової будови Н 2-3

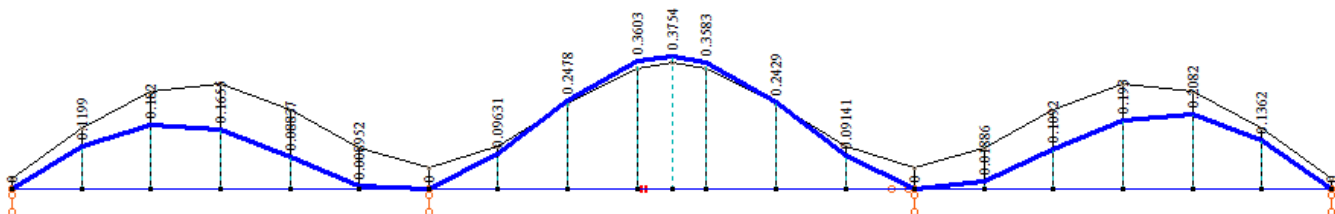


Рисунок 2.51 – Затяжки аркової прогонової будови Н 9-10

Отримані результати по нижньому поясі балки заносимо в таблицю 2.6

Таблиця 2.6 – Отримані результати по нижньому поясі

№	H 0-1	H 2-3	H 9-10
1.	0	0	0
2.	0,28858	0,28814	0,11988
3.	0,46429	0,46587	0,18198
4.	0,48012	0,48307	0,16546
5.	0,3511	0,35364	0,088371
6.	0,15596	0,15713	0,008952
7.	0	0	0
8.	-0,04754	-0,04776	0,096315
9.	-0,00806	-0,00772	0,24783
10.	0,052638	0,053634	0,36027
11.	0,071439	0,072608	0,37537
12.	0,077603	0,078792	0,35829
13.	0,054218	0,055036	0,24288
14.	0,014137	0,014395	0,091409
15.	0	0	0
16.	0,031418	0,031698	0,01886
17.	0,088976	0,089856	0,10923
18.	0,13374	0,13511	0,19303
19.	0,13518	0,13658	0,2082
20.	0,085768	0,086665	0,13618
21.	0	0	0
Σ	2,430	2,447	3,003
Ω	24,30	24,47	30,03
N	2811,7	2831,6	3474,8

Аналіз показав, що варіант 2 має найменші зусилля, та його приймаю до розробки.

3 РОЗРАХУНОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

3.1 Вибір розрахункової схеми, визначення навантаження та зусиль

Проїзна частина прогонової споруди із наскрізними фермами складається з поперечних балок, які ставляться між головними фермами в кожному з вузлів їздового поясу, двох ниток поздовжніх балок, які розміщуються симетрично відносно осі прогонової споруди та мостового полотна.

З метою спрощення розрахунку і в запас міцності для поздовжньої балки дозволяється приймати розрахункову схему у вигляді однопрогінної простої балки, прогін якої дорівнює довжині панелі $d=10\text{м}$.

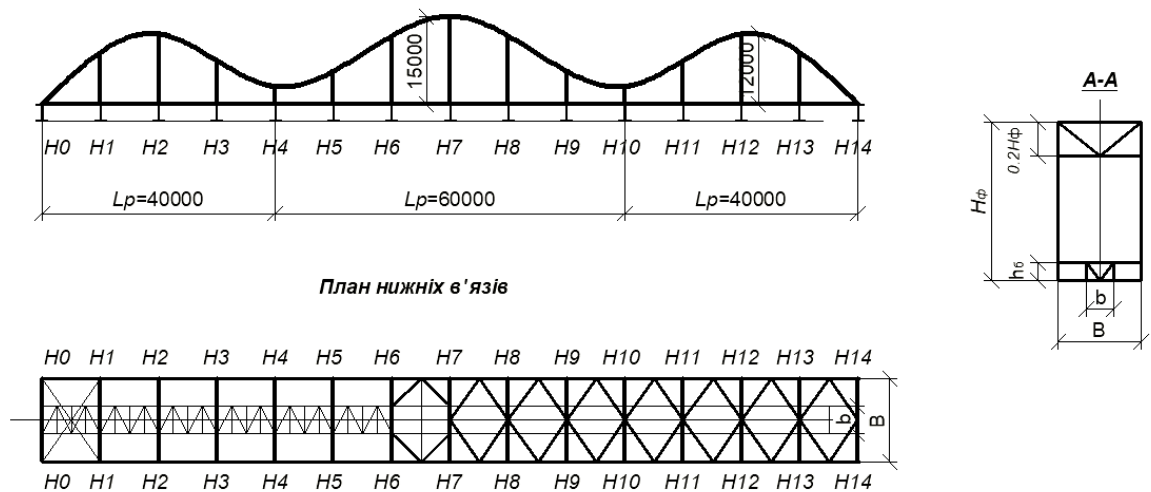


Рисунок 3.1 – Схема поздовжніх балок

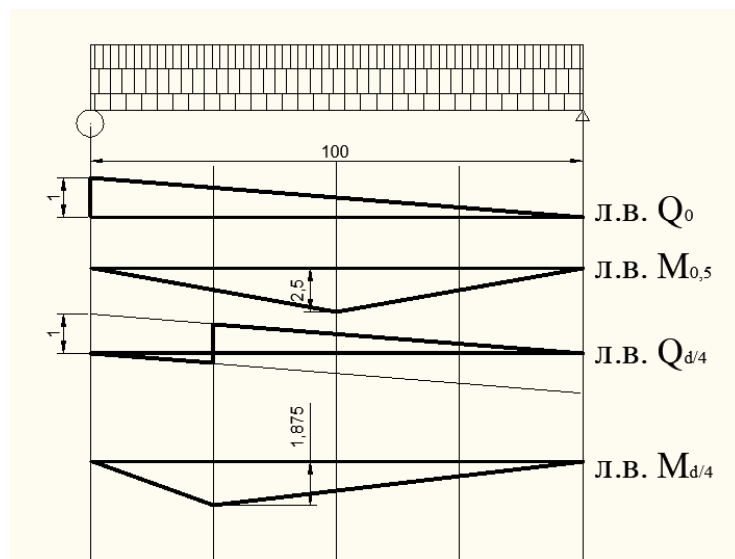


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема поздовжньої балки, лінії впливу М та Q

Для визначення зусиль (М та Q) спочатку треба побудувати лінії впливу зусиль в небезпечних перерізах балки. Для згинального моменту М цей переріз відповідає середині прольоту балки, а для поперечної сили Q – перерізу на опорі.

Зусилля в поздовжній балці виникають від постійного та тимчасового навантаження. До постійного навантаження відносяться вага поздовжньої балки ($q_{\text{вв}}$) та вага мостового полотна($q_{\text{мп}}$), а до тимчасового – вертикальне навантаження від рухомого складу поїздів ($q_{\text{т}}$). Кожне з цих навантажень приймається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю відповідно з вимогами норм.

Нормативну величину інтенсивності власної ваги балки можна прийняти за формулою

$$q_{\text{вв}}^{\text{н}} = (0,2 \cdot d + 1) = (0,2 \cdot 10 + 1) = 3 \text{ кН/м кН/м.}$$

Нормативне навантаження від ваги мостового полотна $q_{\text{мп}}$ приймається згідно ДБН В.2.3-14:2006. При цьому вказані величини інтенсивності навантажень треба зменшити в два рази (на одну балку). Нормативне навантаження від ваги мостового полотна при залізобетонних безбаластових плитах із двома тротуарами – 22.6 кН/м колії

$$q_{\text{мп}}^{\text{н}} = \frac{22,6}{2} = 11,3 \text{ кН/м}$$

Нормативна інтенсивність тимчасового вертикального навантаження ($q_{\text{т}}^{\text{н}}$) на одну поздовжню балку визначається за формулою:

$$q_{\text{т}}^{\text{н}} = \frac{\nu \cdot K}{2},$$

де ν - інтенсивність тимчасового вертикального навантаження від залізничного рухомого складу, яке визначається за в залежності від довжини

завантаження лінії впливу λ та положення її максимальної ординати α при $K=1$, K - клас тимчасового навантаження. Перспективне розрахункове навантаження $K=14$.

Величини постійних навантажень для розрахунку на міцність (стійкість) визначаються шляхом перемноження їх нормативних величин на коефіцієнти надійності γ_{fn}

$$q_{ев}^M = q_{ев}^H \cdot \gamma_{fn} = 3 \cdot 1.1 = 3,3 \text{ кН/м};$$

$$q_{mn}^M = q_{mn}^H \cdot \gamma_{fn} = 11,3 \cdot 1.1 = 12,43 \text{ кН/м};$$

Величина розрахункового тимчасового вертикального навантаження при розрахунку на міцність та стійкість визначається формулою:

$$q_m^M = q_m^H \cdot \gamma_{fm} (1 + \mu) = \frac{v \cdot K}{2} \cdot \gamma_{fm} (1 + \mu),$$

де γ_{fr} – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження;

$$\gamma_{fr} = 1.3 - 0.003\lambda = 1.3 - 0.003 \cdot 10 = 1,27;$$

$1 + \mu$ - динамічний коефіцієнт, який визначається за формулою

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{18}{30 + 10} = 1,45$$

Розрахункове тимчасове навантаження:

- при визначенні максимального моменту для розрахунків на міцність:

$$\lambda = 10_m \text{ та } \alpha = 0,5, \quad v_{14} = 214$$

$$q_m^H = \frac{v \cdot K}{2} = \frac{214}{2} = 107 \text{ кН/м}$$

$$q_v^P = \gamma_f \cdot q_{m0}^H = 1.27 \cdot 107 = 135,9 \text{ кН/м};$$

при визначенні максимальної поперечної сили для розрахунків на міцність: $\lambda = 10\text{ м}$ та $\alpha = 0$, $v_{14} = 244$

$$q_m^H = \frac{v \cdot K}{2} = \frac{244}{2} = 122 \text{ кН/м}$$

$$q_v^P = \gamma_f \cdot q_{m0,5}^H = 1.27 \cdot 122 = 154,9 \text{ кН/м};$$

Розрахункові величини (для розрахунку на міцність та стійкість) максимального згинального моменту та поперечної сили визначаються за формулами:

$$M_{\max}^M = \left[\left(q_{\text{вс}}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{mn}^H \cdot \gamma_{fmn} \right) + \frac{v_M \cdot K}{2} \cdot \gamma_{mn} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.М} d/2} =$$

$$= [3,3 + 12,43 + 135,9 \cdot 1.45] \cdot \frac{10^2}{8} = 3324,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{\max}^M = \left[\left(q_{\text{вс}}^M \cdot \gamma_{fn} + q_{mn}^M \cdot \gamma_{fmn} \right) + \frac{v_M \cdot K}{2} \cdot \gamma_{mn} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.} Q_0} =$$

$$= [3,3 + 12,43 + 154,9 \cdot 1.45] \cdot \frac{10}{2} = 2325,28 \text{ кН};$$

При розрахунках на витривалість враховуються нормативні величини постійних навантажень, а тимчасове навантаження визначається за формулою:

$$q_m^e = \frac{v \cdot K}{2} \cdot \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \cdot \epsilon,$$

де v та K мають для відповідних ліній впливу ті ж значення, що й для розрахунку на міцність, а динамічний коефіцієнт має меншу величину:

$$1 + \frac{2}{3} \mu = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{18}{30 + 10} = 1.30;$$

ϵ – коефіцієнт, що визначається в залежності від довжини лінії впливу $\lambda = 10$; $\epsilon = 0.85$;

Максимальний та мінімальний згинальні моменти при розрахунку на витривалість при попередніх розрахунках визначаються наступними формулами:

$$M_{max}^e = \left[(q_{\text{вс}}^H + q_{\text{мн}}^H) + \frac{V_2 \cdot K}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \cdot \epsilon \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} = [(3.0 + 11,3) + 135.9 \cdot 1.30 \cdot 0.85] \cdot 12.5 = 2055,7 \text{ кНм};$$

$$M_{min}^e = (q_{\text{вс}}^H + q_{\text{мн}}^H) \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} = (3 + 11,3) \cdot 12.5 = 178,75 \text{ кНм};$$

$$Q_{max\ d/4}^e = \left[(q_{\text{вс}}^H + q_{\text{мн}}^H) + \frac{V_2 \cdot K}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \cdot \epsilon \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}Q_{d/4}} = [(3 + 11,3) + 145.4 \cdot 1.30 \cdot 0.85] \cdot 10 / 4 = 437,4 \text{ кН};$$

3.1.2. Підбір перерізу поздовжньої балки

Поздовжня балка конструюється у вигляді зварного симетричного двотавра, поперечний переріз якого складається з двох горизонтальних листів (поясів) та одного вертикального листа (стінки).

За умови мінімальної витрати сталі висота поздовжніх балок h має бути призначена в межах $\left(\frac{1}{5} \dots \frac{1}{7} \right) \cdot d$. Приймаємо такі розміри перерізу поздовжньої балки:

$$\frac{10}{7} = 1,42 \text{ м} \quad \text{приймаю:}$$

$$h_0 = 145 \text{ см}; \quad b_f = 30 \text{ см}; \quad t_w = 1,2 \text{ см};$$

$$t_f = \frac{2,1}{(b_f - t_w) \cdot h_0^2} \cdot \left(\frac{M_{\text{max}}^M}{R_y \cdot m} \cdot \frac{h_0}{2} - \frac{t_w \cdot h_0^3}{12} \right) = \frac{2,1}{(30 - 1,2) \cdot 145^2} \cdot \left(\frac{332464}{29,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{145}{2} - \frac{1,2 \cdot 145^3}{12} \right) = 2,09;$$

Приймаємо $t_f = 2,4 \text{ см};$

Після цього знаходяться величини моменту інерції бруто $I_{\text{бр}}$, момент опору бруто $W_{\text{бр}}$ та момент опору нетто $W_{\text{нт}}$ перерізу балки:

$$I_{\text{бр}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot a^2 \right);$$

де h_w та a – висота стінки балки та відстань між центрами ваги поясу та всього перерізу балки, які визначаються за формулами:

$$h_w = h_0 - 2t_f = 145 - 2 \cdot 2,4 = 140,2 \text{ см};$$

$$a = \frac{h_o}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{145}{2} - \frac{2.4}{2} = 71.3 \text{ см};$$

$$I_{op} = \frac{1.2 \cdot 140.2^3}{12} + 2 \left(\frac{30 \cdot 2.4^3}{12} + 30 \cdot 2.4 \cdot 71.3^2 \right) = 1007698.161 \text{ см}^4;$$

$$W_{op} = \frac{I_{op}}{\frac{h_o}{2}} = \frac{1007698.161}{145/2} = 13899.28 \text{ см}^3$$

$$W_{nt} = 0.85 \cdot W_{op} = 0.85 \cdot 13899.28 = 11814.392 \text{ см}^3$$

$$I_{nt} = \frac{W_{nt} \cdot h_o}{2} = \frac{11814.392 \cdot 145}{2} = 856543.437 \text{ см}^4$$

3.1.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями

Перевірка балок за нормальними напруженнями проводиться за формулою

$$\sigma = \frac{M_{max}^M}{\chi \cdot W_{nt}} \leq R_y \cdot m,$$

Коефіцієнтом χ враховується часткове допущення в балках пластичних деформацій. Він залежить від відношень $\frac{A_f}{A_w}$ та $\frac{A_f + A_w}{A_w + 2A_f}$,

де A_f та A_w – площі відповідно стінки та полки;

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{72}{168.24} = 0,4$$

$$\frac{A_f + A_w}{A_w + 2A_f} = \frac{72 + 168.24}{168.24 + 2 \cdot 72} = 0,8$$

$$\chi = 1,069$$

$$\sigma = \frac{332464}{1.069 \cdot 11814.392} \leq 29,5 \cdot 0,9 \quad - \text{ умова виконана (запас 0,9 \%)}. \\ 26.324 < 26,55 \text{ кН / см}^2$$

3.1.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями

Максимальні дотичні напруження виникають в опорних перерізах балки, де діє найбільша поперечна сила.

Величина дотичних напружень повинна відповідати умові

$$\tau = \frac{Q_{\max}^M \cdot S^{\text{відс}}}{\chi_2 \cdot I_{\text{бр}} \cdot t_w} \leq R_s \cdot m,$$

де $Q_{\max}^M$ – поперечна сила для опорного перерізу балки;

$$Q_{\max}^M = 2325.28 \text{ кН};$$

$S^{\text{відс}}$ – статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі:

$$S^{\text{відс}} = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + t_w \cdot \frac{h_w}{4} \cdot \frac{h_w}{2} = 30 \cdot 2.4 \cdot \left(\frac{145}{2} + \frac{2.4}{2} \right) + 1.2 \cdot \frac{140.2^2}{8} = 8082.006$$

$I_{\text{бр}}$ – момент інерції бруто перерізу балки відносно нейтральної осі;

$$I_{\text{бр}} = 1007698.161 \text{ см}^4;$$

χ_2 – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}};$$

$$\tau_{\min,ef} = \frac{Q_{\max}^M \cdot S^n}{t_w \cdot I_{\text{бр}}};$$

$$\tau_{\max,ef} = \frac{Q_{\max}^M \cdot S^{nn}}{t_w \cdot I_{\text{бр}}};$$

$$\chi_2 = (1.25 - 0.25) \frac{Q_{\max}^M \cdot S^n}{t_w \cdot I_{\text{бр}}} \cdot \frac{t_w \cdot I_{\text{бр}}}{Q_{\max}^M \cdot S^{nn}} = 1.25 - 0.25 \frac{S^n}{S^{nn}};$$

$$S^n = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 30 \cdot 2.4 \cdot \left(\frac{140.2}{2} + \frac{2.4}{2} \right) = 5133.6 \text{ см}^2$$

$$S^{nn} = t_w \cdot \frac{h_w}{4} \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 30 \cdot 2.4 \cdot \left(\frac{145}{2} + \frac{2.4}{2} \right) + 1.2 \cdot \frac{140.2^2}{8} = 8082.006 \text{ см}^2$$

$$\tau_{\min,ef} = \frac{2325.28 \cdot 5133.6}{1.2 \cdot 1007698.161} = 9.872$$

$$\tau_{\max,ef} = \frac{2325.28 \cdot 8082.006}{1.2 \cdot 1007698.161} = 15.541$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{9.872}{15.541} = 1.091$$

Розрахунковий опір сталі на зсув визначається за даними ДБН В.2.3 – 14:2006

$$\tau = \frac{2325.28 \cdot 8082.006}{1.091 \cdot 1007698.161 \cdot 1.2} \leq 0.58 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad \text{– умова виконана.}$$

$$14.281 < 15,4 \text{ кН / см}^2$$

3.1.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість

Ця перевірка виконується за формулою

$$\sigma_{\max,ef}^e = \frac{M_{\max}^e}{\chi_3 \cdot W_{nt}} \leq \gamma_w \cdot R_y \cdot m,$$

де $M_{\max}^B$ – максимальний згинальний момент в поздовжній балці для розрахунку на витривалість; $M_{\max}^B = 205570$ кНм;

W_{nt} – момент опору нетто перерізу балки; $W_{nt} = 11814.392$ см³;

χ_3 – коефіцієнт, який приймається рівним 1,05;

γ_w – коефіцієнт зменшення розрахункового опору сталі при розрахунках на витривалість, який визначається формулою

$$\gamma_w = \frac{1}{\xi \cdot 9[(\alpha \cdot \beta \pm \delta) - (\alpha \cdot \beta \mp \delta) \cdot \rho]} \leq 1,$$

β – ефективний коефіцієнт концентрації напружень у металі, який при розрахунках поздовжньої балки із салі 15ХСНД приймають рівним 1,1;

ξ – коефіцієнт, який приймається рівним 1 для залізничних мостів;

υ – коефіцієнт, що залежить від довжини завантаження лінії впливу(при $\lambda < 22m$

$$\upsilon = \upsilon - \xi \cdot \lambda;$$

$$\upsilon = 1,69; \xi = 0.0315;$$

$$\alpha = 0.72; \delta = 0.24;$$

$$\upsilon = 1.69 - 0.0315 \cdot 10 = 1.375;$$

ρ – коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень, що визначається за формулою

$$\rho = \frac{\sigma_{\min,ef}}{\sigma_{\max,ef}} = \frac{M_{\min}^e}{M_{\max}^e}.$$

$$\rho = \frac{17875}{205570} = 0,087$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot 1.375[(0.72 \cdot 1.1 + 0.24) - (0.72 \cdot 1.1 - 0.24) \cdot 0.087]} \leq 1$$

$$0.739 < 1$$

$$\frac{205570}{1.05 \cdot 11814.392} \leq 0.739 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad \text{— умова виконана (запас 15 \%)} \\ 16.571 \leq 19.623 \text{ кН / см}^2$$

3.1.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_y \sigma_x + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma R_y \cdot m,$$

де σ_x – нормальні напруження, паралельні осі балки;

σ_y – нормальні напруження в тій же точці стінки балки, перпендикулярні осі балки;

$\tau_{xy} \approx \tau_m$ – середні дотичні напруження в стінці балки;

γ' - коефіцієнт, який приймається рівним 1,10 при $\sigma_y \neq 0$ і 1,15 при $\sigma_y = 0$;

$$\sigma_x = \frac{M_x^M}{I_{нт}} \cdot y; \quad \sigma_y = \frac{p}{t_w};$$

p – місцевий тиск на одну балку від коліс, який визначається за формулою

$$p = \frac{24,5K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{fm} \cdot (1 + \mu) = \frac{24,5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1,278 \cdot 1,48 = 3,24$$

$$\sigma_y = \frac{3,24}{1,2} = 2,7$$

$$M_{\max}^M = \left[(q_{\text{вс}}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{\text{мн}}^H \cdot \gamma_{fmn}) + \frac{\nu_M \cdot K}{2} \cdot \gamma_{mn} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.М}d/4} =$$

$$= [3,3 + 12,43 + 145,4 \cdot 1,45] \cdot 9,38 = 1994,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max}^{d/4}}{t_w \cdot h_w} = \frac{437,4}{1,2 \cdot 140,2} = 1,857 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$y = \frac{h_w}{2} = \frac{140,2}{2} = 70,1 \text{ см};$$

$$\sigma_x = \frac{M_d^M}{I_{нт}} y = \frac{199472}{856543,437} \cdot 70,1 = 16,325 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sqrt{16,325^2 - 2,703 \cdot 16,325 + 2,7^2 + 3 \cdot 1,857^2} \leq 1,15 \cdot 29,5 \cdot 0,9 \text{ кН} / \text{см}^2 - \text{умова виконана.}$$

$$15,493 < 30,532 \text{ кН} / \text{см}^2$$

3.1.7. Розрахунок поясних швів поздовжньої балки

Поясні шви, що прикріплюють листи поясів балок до стінки треба розраховувати на міцність при дії зсувальних зусиль, які виникають в результаті згинання балки, та місцевого тиску від тимчасового навантаження.

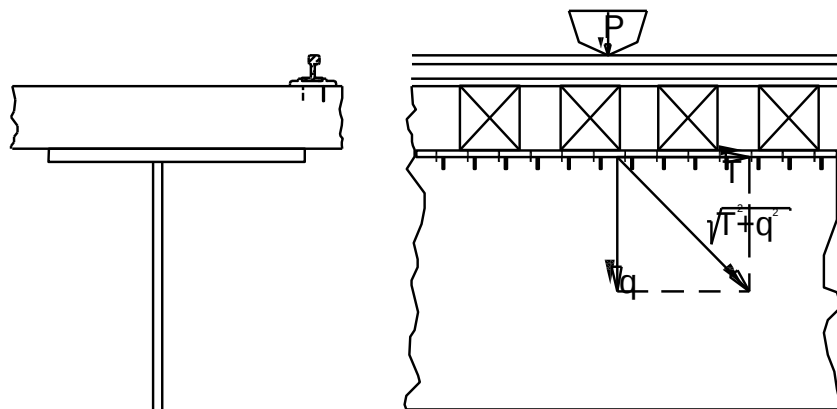


Рисунок 3.3 – Схема поздовжньої балки

Розрахунок треба виконувати для металу шва та металу зони сплавлення відповідно за формулами:

- перевірка по металу шва

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_f} \sqrt{T^2 + q^2} \leq R_{wf} \cdot m$$

- перевірка по металу зони сплавлення

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_z} \sqrt{T^2 + q^2} \leq R_{wz} \cdot m$$

де n – кількість поясних кутових швів ($n = 1$ для перевірки по металу шва, $n = 2$ для перевірки по металу зони сплавлення);

t_f та t_z – розрахункові висоти зварного шва, які визначаються формулами:

$$t_f = \beta_f \cdot k_f; \quad t_z = \beta_z \cdot k_f;$$

β_f та β_z – коефіцієнти розрахункових перерізів кутових швів; $\beta_f = 1.1$; $\beta_z = 1.15$;

K_f – величина меншого з катетів кутового шва (оскільки $t_f = 10$ мм, то $K_{fmin} = 10$ мм, тоді $\beta_f = 1.1$; $\beta_z = 1.15$);

$$t_f = 1.1 \cdot 10 = 11 \text{ мм}$$

$$t_z = 1.15 \cdot 10 = 11.5 \approx 12 \text{ мм}$$

T – сила зсуву, яка визначається за формулою:

$$T = \frac{Q_{\max}^M \cdot S_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}}} = \frac{2325.28 \cdot 5133.6}{1007698.161} = 11.846 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

q – місцевий тиск від тимчасового навантаження,

$$q = \frac{24,5K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{\text{гр}} \cdot (1 + \mu) = \frac{24,5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1.278 \cdot 1.48 = 3.24 \text{ кН}$$

R_{wf} та R_{wz} – розрахунковий опір кутових швів умовному зсуву відповідно по металу шва та по металу зони сплавлення:

- для умовного зсуву по металу шва $R_{wf} = 0.55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$

- для металу зони сплавлення $R_{wz} = 0.45 R_{un}$

$\gamma_{wm} = 1.25$ - коефіцієнт надійності по металу шва ;

R_{wun} – нормативний опір для металу зварних швів; $R_{wun} = 410 \text{ МПа}$; - при застосуванні автоматичного зварювання з використанням електродів Е42 або Е42А за ГОСТ 9467-75.

R_{un} – нормативний опір по металу основної конструкції; $R_{un} = 480 \text{ МПа}$ $= 48 \text{ кН/см}^2$;

$$R_{wf} = 0.55 \cdot \frac{41}{1.25} = 18.04 \quad \text{- згідно табл. 48 ДБН В 2.3-14:2006 ;}$$

$$R_{wz} = 0.45 \cdot 48 = 21,6$$

$$\tau_1 = \frac{1}{1 \cdot 1,1} \cdot \sqrt{11.846^2 + 3.24^2} \leq 18.04 \cdot 0.9 \frac{\kappa H}{\text{см}^2}$$

$$5.582 < 16.24 \frac{\kappa H}{\text{см}^2}$$

- умова виконана.

$$\tau_2 = \frac{1}{2 \cdot 1,2} \cdot \sqrt{11.846^2 + 3.24^2} \leq 21.6 \cdot 0.9 \frac{\kappa H}{\text{см}^2}$$

$$5.34 < 19,44 \frac{\kappa H}{\text{см}^2}$$

3.1.8. Розміщення ребер жорсткості та визначення їх розмірів

Ребра жорсткості в балках ставляться для забезпечення місцевої стійкості, а також з конструктивних міркувань для прикріплення поперечних зв'язок.

Розміщення ребер жорсткості по довжині балки визначається розміщенням поперечних зв'язок та розрахунком місцевої стійкості стінки.

Як правило, вони ставляться відносно середини прольоту балки і на відстані між сусідніми ребрами не більш $2h_6$ та $2,0\text{м}$.

Ширина ребер жорсткості b_h визначається за формулою:

$$b_h = \frac{h_w}{30} + 40\text{мм} = \frac{140.2}{30} + 40 = 44.7\text{мм}, \text{ прийнята ширина } 80\text{ мм}$$

необхідна товщина ребра

$$t_h = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 8.0 \cdot \sqrt{\frac{29,5}{2 \cdot 10^4}} = 0.61\text{см} = 0,8\text{см}$$

3.1.9. Поздовжні та поперечні зв'язки між поздовжніми балками

Величина розрахункової інтенсивності вітрового навантаження на одну площину зв'язок визначається за формулою:

$$W_{зв} = \frac{1}{2} \cdot (h_{пч} + 3) \cdot W_{п} \cdot \gamma_{фв}; \quad \text{де}$$

де: $W_{п}$ - нормативна інтенсивність вітрового навантаження;

$\gamma_{фв} = 1.5$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для вітрового навантаження;

$$h_{пч} = h_6 + h_{мп} - h_{п};$$

де: $h_6 = 1,45\text{м}$;

$h_{mn} = 0.4\text{ м}$ – висота мостового полотна;

$h_n = 0.6\text{ м}$ – висота пояса ферм, яка закриває нижню частину поздовжніх балок від вітрового навантаження.

$$h_{ny} = 1.45 + 0.4 - 0.6 = 1.25\text{ м};$$

$$W_n = W_m + W_p;$$

Нормативна величина середньої складової частини вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_f \cdot W_0 \cdot C;$$

де: $W_0 = 500\text{ І а}$; – швидкісний напір вітру для III вітрового району.

γ_f – коефіцієнт надійності, $\gamma_f = 1.15$;

C – коефіцієнт, що враховує вплив форми елемента, його рівень над землею та інерційні сили при коливанні у вітровому потоці і визначається згідно формули:

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_d;$$

де: C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який визначається відповідно до додатка Л ДБН В.1.2-15-2009;

C_h – коефіцієнт висоти споруди враховує зростання вітрового навантаження в залежності від висоти над рівнем землі для I типу місцевості (згідно з класифікацією ДБН В. 1.2-2) і визначається за таблицею 19.2 ДБН В.1.2-15-2009;

C_d – коефіцієнт динамічності враховує інерційні сили при коливанні, а також вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Коефіцієнт слід знаходити на основі динамічних розрахунків.

$$C_d = 1.0 \text{ – при періоді власних коливань } \leq 0,25 \text{ с};$$

$$C_h = 1.205 \text{ – при висоті } Z=1 \text{ м};$$

Аеродинамічний коефіцієнт C_{aer} враховує опір елемента у вітровому потоці в залежності від його форми та положення. Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} обчислюємо для двох напрямків:

$$C_{f,x} \text{ – у напрямку вздовж осі } X;$$

$$C_{f,y} \text{ – у напрямку вздовж осі } Y ;$$

$$C_{f,X} = 2.15;$$

$$C_X = 2.15 \cdot 1.205 \cdot 1 = 2.59$$

$$W_{m,X} = 1.15 \cdot 0.5 \cdot 2.59 = 1,49 \text{кН} / \text{м}^2;$$

Нормативне значення складової частини вітрового навантаження, яка пульсує, визначається за формулою:

$$W_p = W_m \cdot \xi \cdot L \cdot V;$$

де: L – коефіцієнт пульсації тиску вітру;

V – коефіцієнт просторової кореляції тиску вітру для розрахункової поверхні споруди.

$$L \cdot V = 0.55 - 0.15 \frac{\lambda}{100} = 0.55 - 0.15 \cdot \frac{10}{100} = 0,535$$

$$\xi = 1,2 \text{ – коефіцієнт динамічності};$$

$$W_{p,X} = 1.49 \cdot 1.2 \cdot 0.535 = 0.96 \text{кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{n,X} = W_{m,X} + W_{p,X} = 1.49 + 0.96 = 2.45 \text{кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{зв,X} = \frac{1}{2} \cdot (1 + 3) \cdot 2.45 \cdot 1.5 = 7,35 \text{кН} / \text{м}^2;$$

Розрахункова інтенсивність навантаження від ударів коліс рухомого складу поїздів залізниць на одну площину зв'язок визначається за формулою:

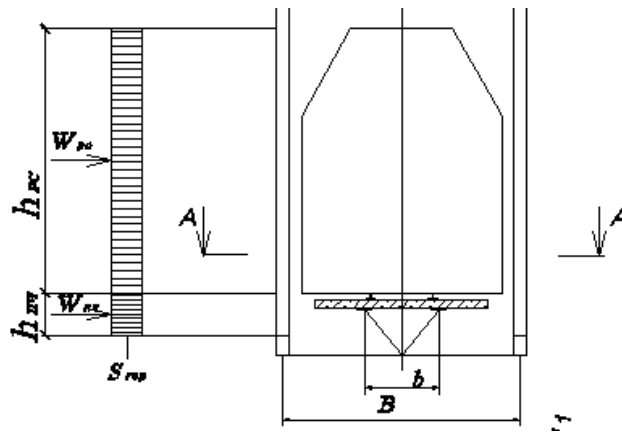
$$S_{гор} = \frac{1}{2} \cdot 0,59 \cdot K \cdot \gamma_{fr};$$

де: K = 9,7 – клас навантаження.

$\gamma_{fr} = 1,1$ – коефіцієнт надійності за навантаженням для горизонтальних ударів коліс поїзда

$$S_{гор} = \frac{1}{2} \cdot 0.59 \cdot 9,7 \cdot 1.1 = 3,15 \text{кН} / \text{м};$$

$$\text{Приймаємо } q_{гор} = W_{зв,X} = 7,35 \text{кН} / \text{м}^2;$$



Величина зусилля в крайніх діагоналях зв'язок буде максимальною і визначається за формулою:

$$D_1 = \frac{q_{\text{сop}} \cdot \omega_{\text{л.в.}} \cdot D_1}{2} = \frac{7,35 \cdot 4,21}{2} = 15,5 \text{ кН};$$

Перевірка діагоналей зв'язок виконується за формулами:
на міцність

$$\sigma = \frac{D_1}{A_{\text{нт}}} \leq R_y \cdot m \cdot m_1;$$

на стійкість

$$\sigma = \frac{D_1}{A_{\text{бр}}} \leq \varphi \cdot R_y \cdot m \cdot m_1;$$

$A_{\text{нт}}, A_{\text{бр}}$ – площа нетто та бруто перерізу кутиків діагоналей зв'язок за сортаментом.

$$\text{Кутик } 80 \times 80 \times 8 \quad i = 2,44 \text{ см}; \quad A_{\text{бр}} = 12,3 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{нт}} = 0,85 \cdot A_{\text{бр}} = 0,85 \cdot 12,3 = 10,46 \text{ см}^2;$$

m, m_1 – коефіцієнти умов роботи.

$$m = 0,9; \quad m_1 = 0,75;$$

φ – коефіцієнт поздовжнього згинання, в залежності від гнучкості, яка визначається за формулою $\lambda = \frac{I_{\text{if}}}{i} = \frac{272}{2,44} = 111,4$; цій гнучкості відповідає коефіцієнт поздовжнього згинання $\varphi = 0,343$;

I_{if} - розрахункова довжина діагоналей зв'язок.

на міцність

$$\sigma = \frac{15,5}{10,46} = 1,48 \text{ кН / см}^2$$

$$14,8 \text{ МПа} < 295 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 199,12 \text{ МПа};$$

Умова виконується.

на стійкість

$$\sigma = \frac{15,5}{12,3} = 1,26 \text{ кН / см}^2$$

$$12,6 \text{ МПа} < 0,343 \cdot 295 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 68,3 \text{ МПа};$$

3.3. Розрахунок поперечної балки

3.3.1. Розрахункова схема, навантаження, визначення зусиль

Розрахункова схема для поперечної балки приймається у вигляді простої балки з шарнірами на кінцях і прольотом, який дорівнює відстані між осями головних ферм.

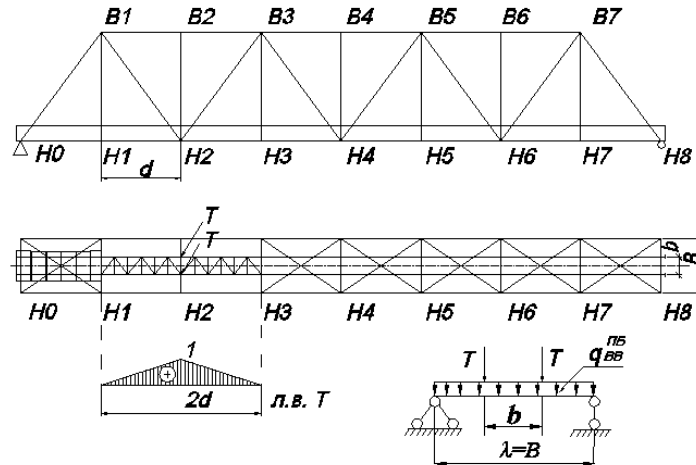


Рисунок 3.4 – Розрахункова схема поперечної балки

$$\lambda = 10 \times 2 = 20 \text{ м}, \alpha = 0,5, v = 12,92 \text{ кН/м}$$

$$\gamma_{fr} = 1,3 - 0,003\lambda = 1,3 - 0,003 \cdot 205 = 1,24;$$

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{18}{30 + 20} = 1,31$$

$$1 + \frac{2}{3}\mu = 1 + \frac{12}{30 + \lambda} = 1,24$$

Для подальших розрахунків будуть потрібні величини сил Д для розрахунків на міцність та витривалість. Вони визначаються такими формулами:

$$T_{\max}^M = \left[(q_{\text{вв}}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{\text{мн}}^H \cdot \gamma_{f\text{мн}}) + \frac{\nu \cdot K}{2} \cdot \gamma_{\text{мн}} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.Д}} =$$

$$= \left[3.3 + 12.43 + \frac{12.92 \cdot 14}{2} \cdot 1.24 \cdot 1.31 \right] \cdot 10 = 1626.79 \text{ кН};$$

$$T_{\max}^6 = \left[(q_{\text{вв}}^H + q_{\text{мн}}^H) + \frac{\nu \cdot K}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \cdot \epsilon \right] \cdot \omega_{\text{л.в.Д}} = \left[(3 + 11.3) + \frac{12.92 \cdot 14}{2} \cdot 1.24 \cdot 0.85 \right] \cdot 10 = 1096.24 \text{ кН};$$

$$T_{\min}^6 = (q_{\text{вв}}^H + q_{\text{мн}}^H) \cdot \omega_{\text{л.в.Д}} = (3 + 11.3) \cdot 10 = 143.0 \text{ кН};$$

Епюри згинальних моментів М та поперечних сил Q від власної ваги поперечних балок та сил Д показані на рисунку.

$$q_{\text{ввпб}}^H = 4.1 \text{ кН / м}$$

$$q_{\text{ввпб}}^P = 4.1 \cdot 1.1 = 4.5 \text{ кН / м}$$

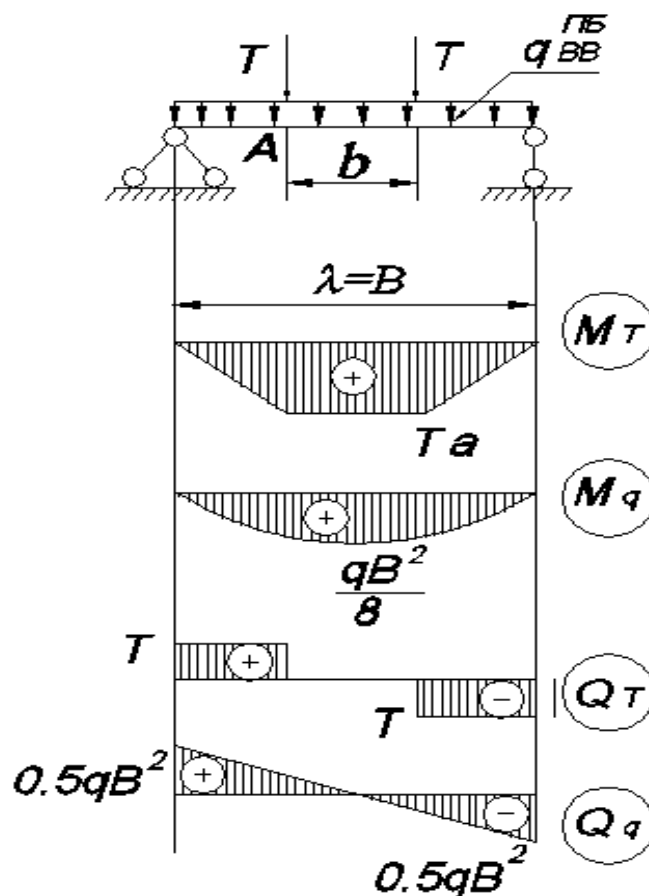


Рисунок 3.5 – Епюри М та Q для поперечної балки

Максимальні та інші розрахункові зусилля визначаються такими формулами:

$$M_{\max}^M = T_{\max}^M \cdot a + \frac{q^p B^2}{8} = 1626,79 \cdot 2.5 + \frac{4.5 \cdot 7^2}{8} = 4094,61 \text{ кНм}$$

$$Q_{\max}^M = T_{\max}^M + \frac{q^p B}{2} = 1626,79 + \frac{4.5 \cdot 7}{2} = 1649,34 \text{ кН}$$

$$M_A^M = T_{\max}^M \cdot a + \frac{q_{\text{внб}}^p \cdot a \times (B - a)}{2} = 1626,79 \cdot 2.5 + \frac{4.5 \cdot 2.5 \times (7 - 2.5)}{2} = 4090,05 \text{ кН / м}$$

$$M_{\max}^6 = T_{\max}^6 \cdot a + \frac{q_{\text{внб}}^H \cdot B^2}{8} = 1096,24 \cdot 2.5 + \frac{4.1 \cdot 7^2}{8} = 2765,71 \text{ кН / м}$$

$$M_{\min}^6 = T_{\min}^6 \cdot a + \frac{q_{\text{внб}}^H \cdot B}{8} = 143,00 \cdot 2.5 + \frac{4.1 \cdot 7}{8} = 382,61 \text{ кН / м}$$

$$Q_A^M = T_{\max}^M + \frac{q_{\text{внб}}^p (B - 2a)}{2} = 1626,79 + \frac{4.5 \cdot (7 - 2 \cdot 2.5)}{2} = 1631,30 \text{ кН}$$

3.3.2. Підбір та перевірка перерізу поперечної балки

Приймаємо такі розміри перерізу поперечної балки:

$$h_{\text{б}} = 145 \text{ см}; \quad b_{\text{ф}} = 36 \text{ см}; \quad t_w = 1.4 \text{ см};$$

$$t_f = \frac{2,1}{(b_f - t_w) \cdot h_{\text{б}}^2} \cdot \left(\frac{M_{\max}^M}{R_y \cdot m} \cdot \frac{h_{\text{б}}}{2} - \frac{t_w \cdot h_{\text{б}}^3}{12} \right) = 2.204;$$

Приймаю

$$t_f = 2,6 \text{ см};$$

Після цього знаходяться величини моменту інерції бруто $I_{\text{бр}}$, момент опору бруто $W_{\text{бр}}$ та момент опору нетто $W_{\text{нт}}$ перерізу балки:

$$I_{\text{бр}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot a^2 \right);$$

де h_w та a – висота стінки балки та відстань між центрами ваги поясу та всього перерізу балки, які визначаються за формулами:

$$h_w = h_{\text{б}} - 2t_f = 145 - 2 \cdot 2.6 = 139.8 \text{ см}$$

$$a = \frac{h_{\text{б}}}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{145}{2} - \frac{2.6}{2} = 71.2 \text{ см}$$

$$I_{\bar{o}p} = \frac{1.4 \cdot 139.8^3}{12} + 2 \left(\frac{36 \cdot 2.6^3}{12} + 36 \cdot 2.6 \cdot 71.2^2 \right) = 1267867.916 \text{ см}^4;$$

$$W_{\bar{o}p} = \frac{I_{\bar{o}p}}{\frac{h_{\bar{o}}}{2}} = \frac{2 \cdot 1267867.916}{145} = 17487.83 \text{ см}^3$$

$$W_{nt} = 0.85 \cdot W_{\bar{o}p} = 0.85 \cdot 17487.83 = 14864.658 \text{ см}^3$$

$$I_{nt} = \frac{W_{nt} \cdot h_{\bar{o}}}{2} = \frac{14864.658 \cdot 145}{2} = 1077687.729 \text{ см}^4.$$

3.3.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями

Перевірка балок за нормальними напруженнями проводиться за формулою

$$\sigma = \frac{M_{\max}^m}{\chi \cdot W_{nt}} \leq R_y \cdot m,$$

Коефіцієнтом χ враховується часткове допущення в балках пластичних деформацій. Він залежить від відношень $\frac{A_f}{A_w}$ та $\frac{A_f + A_w}{A_w + 2A_f}$,

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{36 \cdot 2.6}{139.8 \cdot 1.4} = 0.5$$

$$\frac{A_f + A_w}{A_w + 2A_f} = \frac{93.6 + 195.72}{195.72 + 2 \cdot 93.6} = 0.8$$

$$\chi = 1.061$$

$$\sigma = \frac{409461}{1.061 \cdot 14864.658} \leq 29.5 \cdot 0.9$$

$$25.962 < 26.55 \text{ кН / см}^2$$

- умова виконана недонапруження 2,2 %

3.3.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями

Максимальні дотичні напруження виникають в опорних перерізах балки, де діє найбільша поперечна сила.

Величина дотичних напружень повинна відповідати умові

$$\tau = \frac{Q_{\max}^M \cdot S^{sidc}}{\chi_2 \cdot I_{\bar{o}p} \cdot t_w} \leq R_s \cdot m,$$

де $Q_{\max}^M$ – поперечна сила для опорного перерізу балки;

$$Q_{\max}^M = 1649.34 \text{ кН};$$

$S^{\text{відс}}$ – статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі:

$$S^{sidc} = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + t_w \cdot \frac{h_w}{4} \cdot \frac{h_w}{2} = 36 \cdot 2.6 \cdot \left(\frac{139.8}{2} + \frac{2.6}{2} \right) + 1.4 \cdot \frac{139.8}{4} \cdot \frac{139.8}{2} = 10084.527 \text{ см}^2$$

$I_{\bar{o}p}$ – момент інерції бруто перерізу балки відносно нейтральної осі;

$$I_{\bar{o}p} = 1267867.916 \text{ см}^4;$$

χ_2 – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}};$$

$$\tau_{\min,ef} = \frac{Q_{\max}^M \cdot S^n}{t_w \cdot I_{\bar{o}p}};$$

$$\tau_{\max,ef} = \frac{Q_{\max}^M \cdot S^{nn}}{t_w \cdot I_{\bar{o}p}};$$

$$\chi_2 = (1.25 - 0.25) \frac{Q_{\max}^M \cdot S^n}{t_w \cdot I_{\bar{o}p}} \cdot \frac{t_w \cdot I_{\bar{o}p}}{Q_{\max}^M \cdot S^{nn}} = 1.25 - 0.25 \frac{S^n}{S^{nn}};$$

$$S^n = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 36 \cdot 2.6 \cdot \left(\frac{139.8}{2} + \frac{2.6}{2} \right) = 6664.32 \text{ см}^2$$

$$S^{nn} = t_w \cdot \frac{h_w}{4} \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 10084.527 \text{ см}^2$$

$$\tau_{\min,ef} = \frac{1649.34 \cdot 6664.32}{1.4 \cdot 1267867.916} = 6.192$$

$$\tau_{\max,ef} = \frac{1649.34 \cdot 10084.527}{1.4 \cdot 1267867.916} = 9.371$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{6.192}{9.371} = 1.085$$

$$R_s = 0.58 \cdot R_y = 0.58 \cdot 29.5 = 15.4 \text{ кН / см}^2$$

$$\tau = \frac{1649.34 \cdot 10084.527}{1.4 \cdot 1267867.916 \cdot 1.085} = 8.638 \quad \text{- умова виконана.}$$

$$8.638 < 15.4 \text{ кН / см}^2$$

3.3.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість

Ця перевірка виконується за формулою

$$\sigma_{\max,ef}^e = \frac{M_{\max}^e}{\chi_3 \cdot W_{nt}} \leq \gamma_w \cdot R_y \cdot m,$$

де $M_{\max}^B$ – максимальний згинальний момент в поперечній балці для розрахунку на витривалість; $M_{\max}^B = 276571$ кНсм;

W_{nt} – момент попру нетто перерізу балки; $W_{nt} = W_{nt} = 14864.658$ см³;

χ_3 – коефіцієнт, який приймається рівним 1,05;

γ_w – коефіцієнт зменшення розрахункового опору сталі при розрахунках на витривалість, який визначається формулою

$$\gamma_w = \frac{1}{\xi \cdot \vartheta [(\alpha \cdot \beta \pm \delta) - (\alpha \cdot \beta \mp \delta) \cdot \rho]} \leq 1,$$

ξ – коефіцієнт, який приймається рівним 1 для залізничних мостів;

ϑ – коефіцієнт, що залежить від довжини завантаження лінії впливу; при $\lambda < 22m$ ($\lambda = 2d = 15$ м); $\vartheta = \nu - \xi \cdot \lambda$;

$\nu = 1.69$; $\xi = 0,0315$; - для сталі 15ХСНД ;

$\vartheta = 1.69 - 0.0315 \cdot 20.0 = 1.06$;

$\alpha = 0.72$; $\delta = 0.24$; - для сталі 15ХСНД – за даними ДБН В.2.3-14:2006;

β – ефективний коефіцієнт концентрації напружень в сталі, при розрахунках поздовжньої балки із сталі 15ХСНД $\beta = 1.1$;

ρ – коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень, що визначається за формулою

$$\rho = \frac{\sigma_{\min,ef}}{\sigma_{\max,ef}} = \frac{M_{\min}^e}{M_{\max}^e}.$$

$$\rho = \frac{38261}{276571} = 0,138$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot 1.06 \cdot [(0.72 \cdot 1.1 + 0.24) - (0.72 \cdot 1.1 - 0.24) \cdot 0.138]} \leq 1$$

$$0.987 < 1$$

$$\frac{276571}{1.05 \cdot 14864.658} \leq 0.987 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad \text{- умова виконана.}$$

$$17.72 < 26.21 \text{ кН} / \text{см}^2$$

3.3.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \cdot m$$

Де σ_x – нормальні напруження в точці (х,у), паралельні осі балки;

τ_{xy} – середні дотичні напруження в стінці балки;

R_y та m – розрахунковий опір сталі та коефіцієнт умов роботи.

Зазначені нормальні та дотичні напруження в стінці балки визначається за формулами:

$$\sigma_x = \frac{M^M_A}{t_w \cdot I_{um}} \cdot y_1 = \frac{409005}{1077687.729 \cdot 1.4} \cdot 69.9 = 18.949 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q^M_A \cdot S^n}{I_{op} \cdot t_w} = \frac{1631.3 \cdot 6664.32}{1267867.916 \cdot 1.4} = 6.125 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sqrt{18.949^2 + 3 \cdot 6.125^2} \leq 1.15 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad - \text{ умова виконана}$$

$$18.856 < 30,53 \text{ кН} / \text{см}^2$$

3.3 Розрахунок прикріплення балок проїзної частини

3.3.1. Розрахунок прикріплення поздовжньої балки до поперечної

Прикріплення поздовжньої балки до поперечної проводиться за допомогою чотирьох вертикальних кутиків та горизонтальних накладок, які перекривають стики поясів поздовжніх балок.

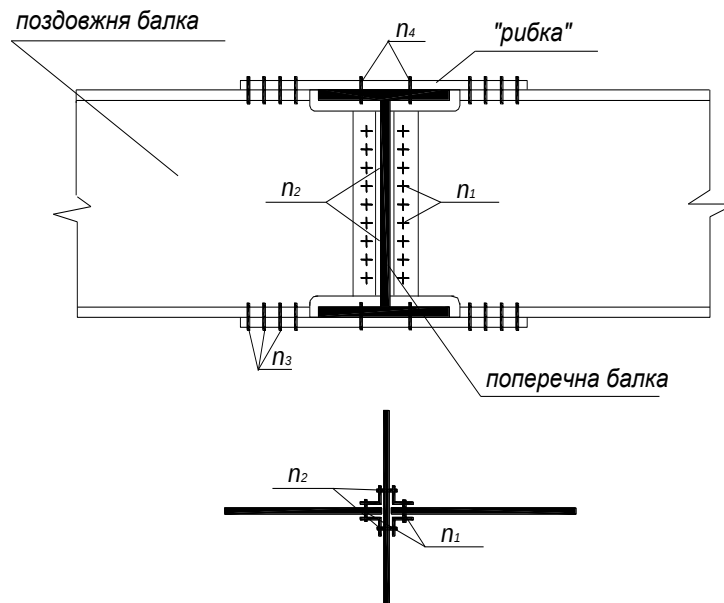


Рисунок 3.6 – Прикріплення поздовжньої балки до поперечної

Згідно з нормами [11] за умов пікоструминного очищення контактних поверхонь величина Q_{bh} визначається залежно від кількості болтів прикріплювання елементів:

- при кількості болтів $n_s = 2...4$ $Q_{bh} = 71 \text{ кН}$;
- при кількості болтів $n_s = 5...19$ $Q_{bh} = 82 \text{ кН}$;
- при кількості болтів $n_s \geq 20$ $Q_{bh} = 94 \text{ кН}$

Кількість болтів n_b та $n_{пб}$ залежить від величини поперечної сили $Q_{\max}^M$ в опорному перерізі поздовжньої балки і визначається за формулами:

$$n_1 = n_o = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s};$$

$$n_2 = n_{пб} = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s}$$

де $Q_{\max}^M$ – максимальна поперечна сила в опорному перерізі поздовжньої балки; $Q_{\max}^M = 2325.28$ кН

m та m_b – коефіцієнти умов робіт ($m=0.9$; $m_b = 0.9$);

Q_{bh} – несуча здатність одного високоміцного болта; $Q_{bh} = 82$ кН;

n_s – число фрикційних контактів в з'єднанні; (для болтів n_b $n_s = 2$, а для болтів $n_{пб}$ $n_s = 1$).

$$n_o = \frac{2325.28}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 82} = 17.504 = 18шт$$

$$n_{пб} = \frac{2325.28}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 94} = 30.5 = 32шт$$

Зусилля в рибці визначається за формулою

$$N_p = \frac{M_0}{h_o + t_p},$$

де $M_0 = 0.6M_{\max}^M$ – момент для опору перерізу поздовжньої балки;

$M_0 = 0.6 \cdot 332464 = 199478.4$ кНсм;

t_p – товщина рибки, яку можна тут прийняти орієнтовно рівній товщині t_f горизонтальних листів поздовжньої балки; $t_p = 1.2$ см;

$$N_p = \frac{199478.4}{145 + 2.4} = 1353.3 кН$$

Умова міцності перерізу балки

$$\sigma = \frac{N_p}{A_p} = \frac{N_p}{(b_p - 2d_0) \cdot t_p} \leq R_y \cdot m,$$

де b_p – ширина рибки (можна прийняти такою, що дорівнює ширині горизонтальних листів поздовжньої балки); $b_p = 30$ см;

d_0 – діаметр отвору для болтів прикріплення рибки, для болтів діаметром 22 мм треба приймати $d_0 = 25$ мм;

$$\sigma = \frac{1353.3}{(30 - 2 \cdot 2.5) \cdot 2.4} \leq 29.5 \cdot 0.9$$

$$22.5 \leq 26.55$$

Приймаємо $t_p = 2.4$ см;

Кількість болтів прикріплення рибки визначається за формулою

$$n_3 = \frac{N}{m \cdot Q_{bh} \cdot n_s} = \frac{1353.3}{0.9 \cdot 82 \cdot 1} = 18.3 = 20шт$$

3.3.2. Розрахунок прикріплення поперечної балки до ферми

Прикріплення поперечної балки до головної ферми здійснюється за допомогою кутиків розміром не менше $100 \times 100 \times 12$ мм. Розрахунком визначають кількість болтів прикріплення кутика до стінки поперечної балки (n_5) і кількість болтів в прикріпленні кутиків до ферми (n_6). Кількість болтів та визначається за формулами:

$$n_5 = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s} = \frac{1649.34}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 82} = 12.4 = 14 \text{шт}$$
$$n_6 = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s} = \frac{1649.34}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 82 \cdot 1} = 24.8 = 26 \text{шт}$$

де $Q_{\max}^M$ - максимальна поперечна сила для розрахунку на міцність для опорного перетину поперечної балки;

Q_{bh} — несуча здатність одного високоміцного болта

4. РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНОЇ МЕТАЛЕВОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

4.1 Визначення навантажень та зусиль в елементах нерозрізної прогонової аркової будови

В арочних прогонових будовах основним несучим елементом є криволінійна балка (свод) або криволінійний брус, кінці якого закріплені і відсутні поздовжні переміщення. Арка працює на позацентровий стиск.

Розрахунок нерозрізної аркової споруди являє досить значимі труднощі для розрахунку вручну. Тож для виявлення максимальних та мінімальних зусиль в контрольних перерізах проведемо за методом скінчених елементів в програмному комплексі Selenia.

Зусилля на елементах від постійних і тимчасових вертикальних навантажень визначаються за лініями впливу. Для спрощення розрахунку просторову конструкцію прогонових споруд розділяють на окремі площинні системи – головні ферми, поздовжні та поперечні в'язки, проїзну частину та інші. При цьому урахування взаємного впливу окремих систем при визначенні зусиль в елементах конструкції є обов'язковим. Будівельний підйом та деформації від навантажень, як правило, не враховуються.

Розрахункові навантаження на одну ферму для розрахунків на міцність (стійкість) та витривалість визначаються за формулами:

а) від власної ваги (постійного навантаження)

Повне розрахункове навантаження від власної ваги:

$$q^{\text{розр}} = q_{\text{б.}}^{\text{р.}} + q_{\text{м.п.}}^{\text{р.}} = 93,9 + 12,43 = 115,73 \text{ кН/м.}$$

б) від тимчасового навантаження:

– для розрахунку на міцність та стійкість:

$$q_{\text{т}}^{\text{м}} = \frac{\nu \cdot K}{2} \gamma_{\text{т}} (1 + \mu); \quad q_{\text{1т}}^{\text{м}} = \frac{\nu_1 \cdot K}{2} \gamma_{\text{ф1}} (1 + \mu); \quad q_{\text{2т}}^{\text{м}} = \frac{\nu_2 \cdot K}{2} \gamma_{\text{ф2}} (1 + \mu),$$

– для розрахунку на витривалість:

$$q_{\text{т}}^{\text{е}} = \frac{\nu \cdot K}{2} \varepsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right); \quad q_{\text{1т}}^{\text{е}} = \frac{\nu_1 \cdot K}{2} \varepsilon_1 \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right); \quad q_{\text{2т}}^{\text{е}} = \frac{\nu_2 \cdot K}{2} \varepsilon_2 \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right),$$

$(1 + \mu)$ та $\left(1 + \frac{2}{3} \mu \right)$ – динамічні коефіцієнти визначаються за формулами

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} \geq 1.15$$

$$\left(1 + \frac{2}{3}\mu\right) = 1 + \frac{12}{30 + \lambda} \geq 1.10$$

γ_{FT} - коефіцієнт надійності;

K – клас тимчасового вертикального навантаження; $K = 14$

Всі розрахунки зведені в таблицю 4.1.

Розрахункові навантаження для елементів аркової будови

Таблиця 4.1.

Елементи головних ферм	Характеристики ліній впливу				Розрахункове постійне навантаження $q_{bv}/2$	Нормативне тимчасове навантаження q_{1T}/q_{2T}	Коефіцієнти до навантажень для розрахунку на міцність			Розрахункове тимчасове навантаження кН/м	Сумарне навантаження, кН/м
	довжина участків λ_1/λ_2	положення вершини α_1/α_2	площі участків ω_1/ω_2	сумарна площа $\Sigma\omega$			коефіцієнт надійності для постійного навантаження γ_{fn}	коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження γ_{ft}/γ_{f2}	динамічний коефіцієнт $(1 + \mu)$		
1	2	3	4	5	6	7	10	11	12	13	14
H 0-1	40	0,4	15,38	15,38	93,9	151,40	1,1	1,18	1,257	224,59	318,49
H 1-2	40	0,4	15,39	15,39	93,9	151,40	1,1	1,18	1,257	224,59	318,49
H 2-3	40	0,4	15,4	15,4	93,9	151,40	1,1	1,18	1,257	224,59	318,49
H 3-4	60	0,4	15,42	15,42	93,9	140,10	1,1	1,12	1,2	188,29	282,19
H 7-8	60	0,5	16,24	16,24	93,9	140,10	1,1	1,12	1,2	188,29	282,19
B1-B2	40	0,4	-15,44	-15,44	93,9	151,40	1,1	1,18	1,257	224,59	318,49
B2-B3	40	0,4	-15,17	-15,17	93,9	151,40	1,1	1,18	1,257	224,59	318,49
B3-B4	40	0,4	-18,34	-18,34	93,9	151,40	1,1	1,18	1,257	224,59	318,49
B4-B5	40	0,4	-21,54	-21,54	93,9	151,40	1,1	1,18	1,257	224,59	318,49
B5-B6	60	0,5	-24,87	-24,87	93,9	137,30	1,1	1,12	1,2	184,53	278,43
B6-B7	60	0,5	-28,78	-28,78	93,9	137,30	1,1	1,12	1,2	184,53	278,43

B7-B8	60	0,5	-18,22	-18,22	93,9	137,30	1,1	1,12	1,2	184,53	278,43
-------	----	-----	--------	--------	-------------	--------	-----	------	-----	---------------	---------------

Для усіх елементів необхідно було визначити:

- згинальний момент у затяжці арок, так як відповідна схема розрахунку дає можливість оцінювати нерозрізність балки;
- згинальний момент в своді, що теж має нерозрізність балки
- поперечну силу у кожному елементі;
- поздовжню силу у напрямку осі аркової балки (своду) та нижньої затяжки.

Відповідні епюри зусиль зображені на рисунках 4.1÷4.6. Моменти різного знаку виникають через фактичну їх нерозрізність.

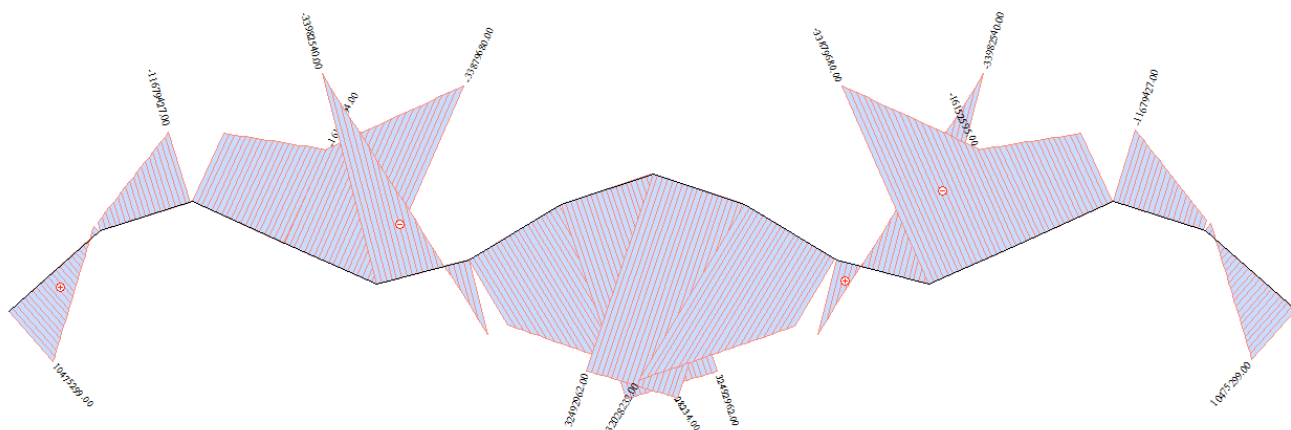


Рисунок 4.1 – Згинальний момент в своді аркової балки

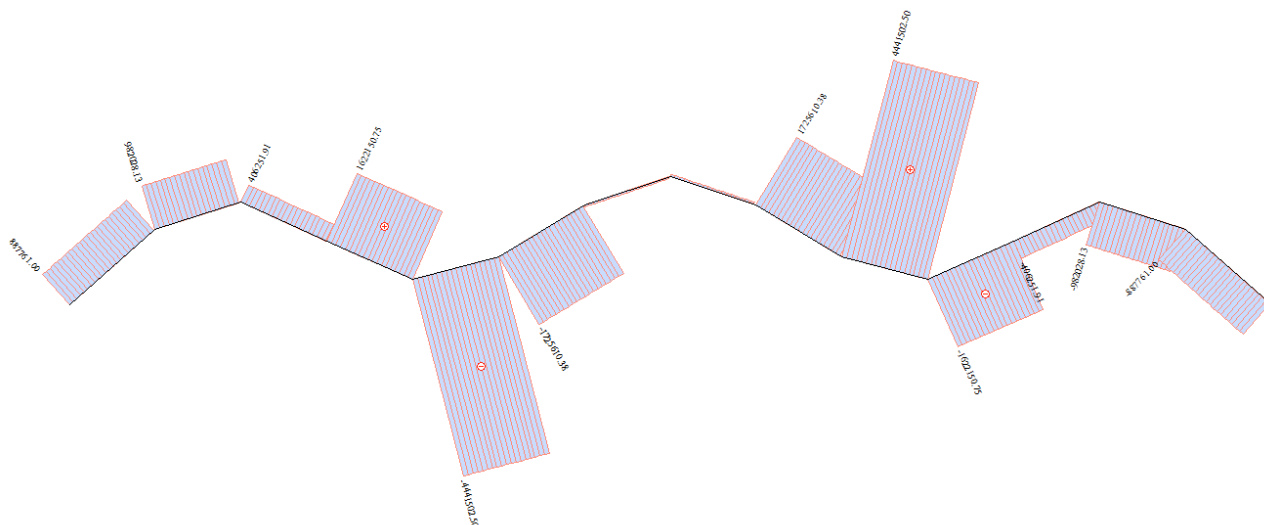


Рисунок 4.2 – Поперечна сила в своді аркової балки

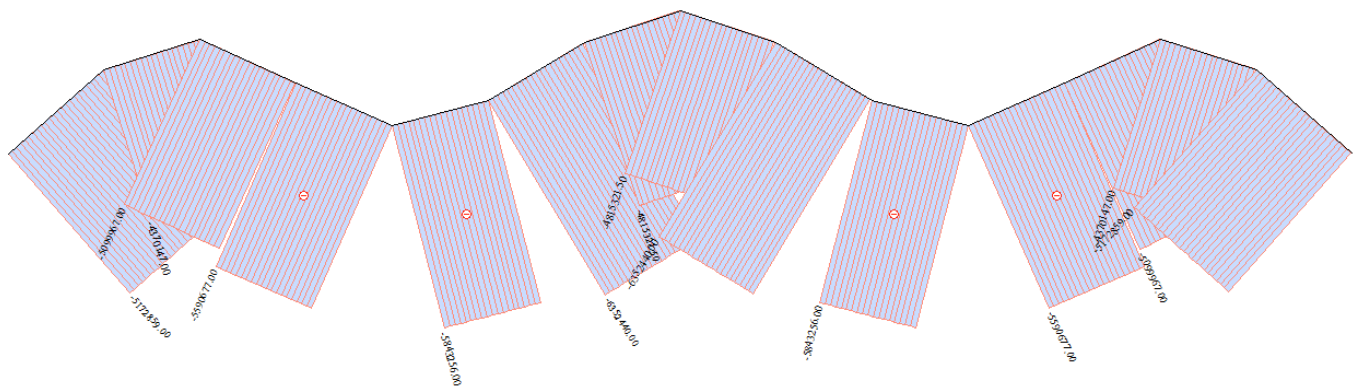


Рисунок 4.3 – Поздовжня сила в своді аркової балки

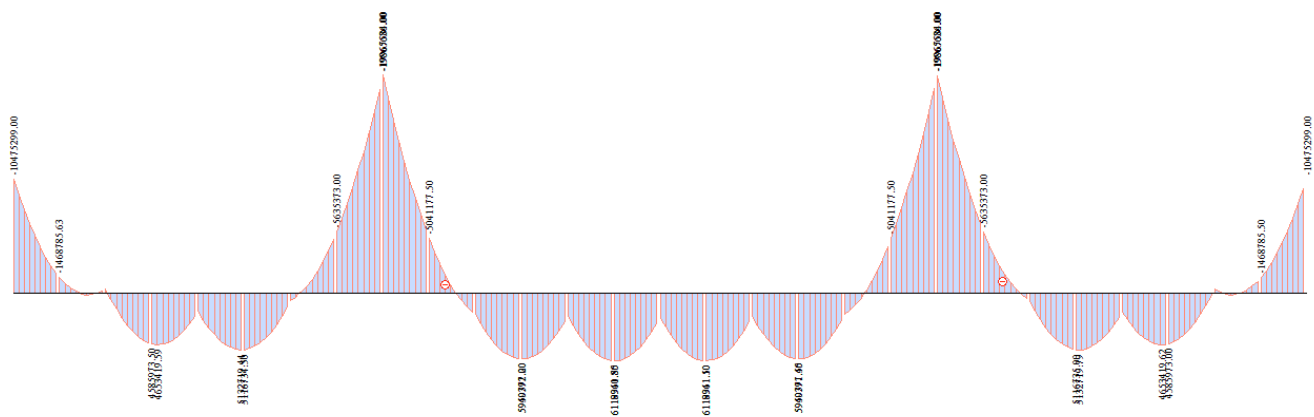


Рисунок 4.4 – Згинальний момент в затяжці аркової балки

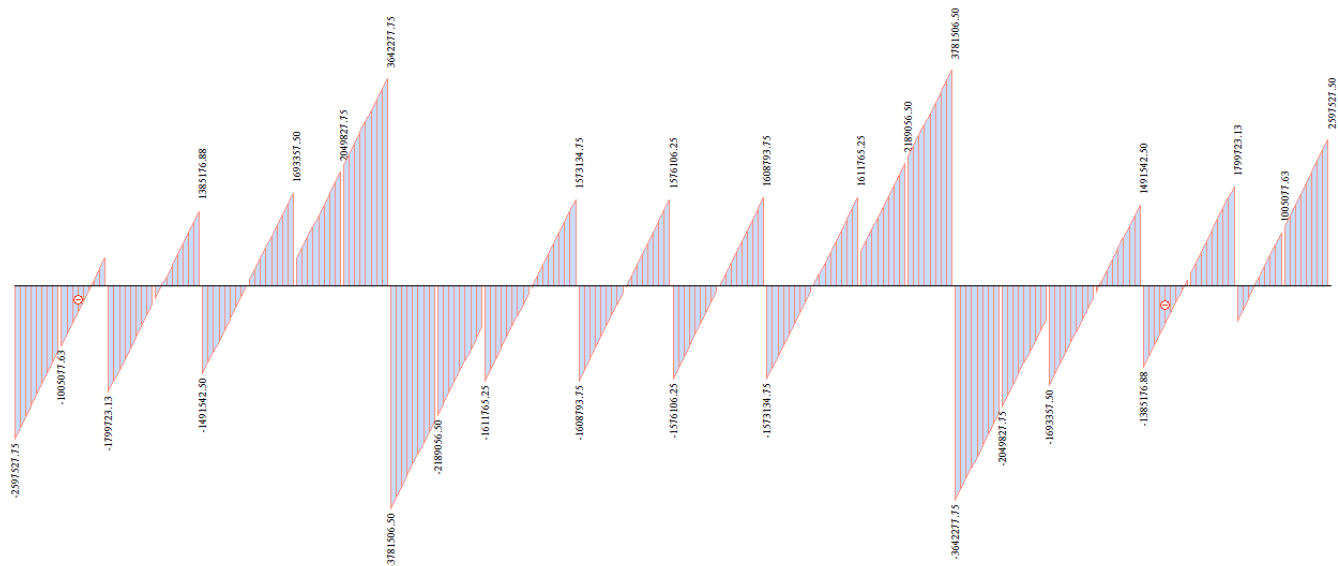


Рисунок 4.5 – Поперечна сила в затяжці аркової балки



Рисунок 4.6 – Поздовжня сила в затяжці аркової балки

Максимальні значення зусиль в елементах від власної ваги та мостового полотна та максимального тимчасового навантаження показано в таблиці 4.2

Таблиця 4.2

Зусилля в балках проїзної частини

Елемент за розр. схемою	Зусилля		
	N, кН	Q _z , кН	M _z , кНм
Н 0-1	4441,5	2597,52	-10475,3
Н 1-2	4441,5	1799,72	-1468,78
Н 2-3	4441,5	1491,54	4653,42
Н 3-4	4441,5	3781,5	5960,4
Н 7-8	4441,5	1608,8	6118,96
В1-В2	51728,6	8877,61	-10475,3
В2-В3	55590,68	9820,28	-1468,78
В3-В4	58432,56	16221,5	4653,42
В4-В5	48153,21	44415,02	5960,4
В5-В6	48153,21	17256,1	6118,96
В6-В7	63524,4	0	6352,44
В7-В8	63524,4	0	6352,44

Аналіз зусиль в елементах арок показав, що найбільші згинальні моменти в вертикальній площині M_z виникають в затяжці та центральній частині своду; поперечна сила в центральній частині своду.

Поздовжня сила в затяжці однакова, а в арці максимальна в центральній частині своду.

За результатами обчислення отримуємо напружений стан елементів аркової нерозрізної прогонової будови. Напружений стан елементів визначається діючими в ній поперечною силою, поздовжньою силою та згинальним моментом.

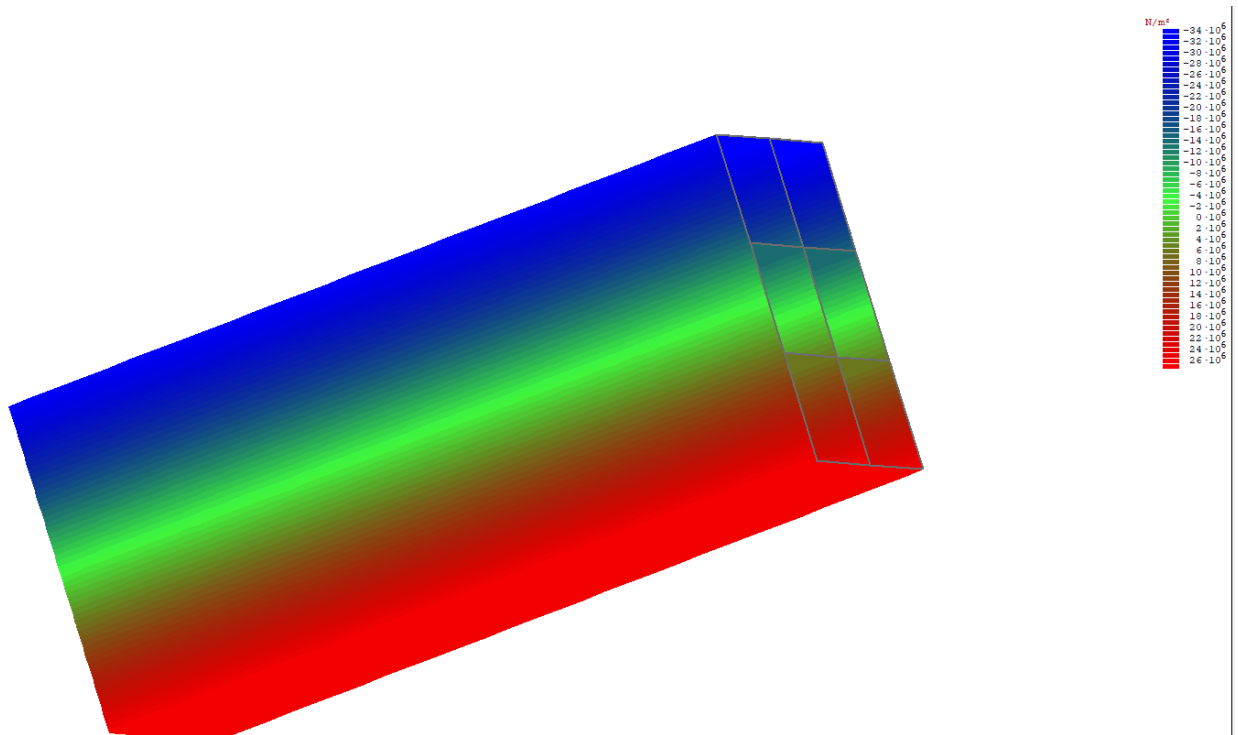


Рисунок 4.7 – Напружений стан в своді аркової балки V7-8 (середній прогон)

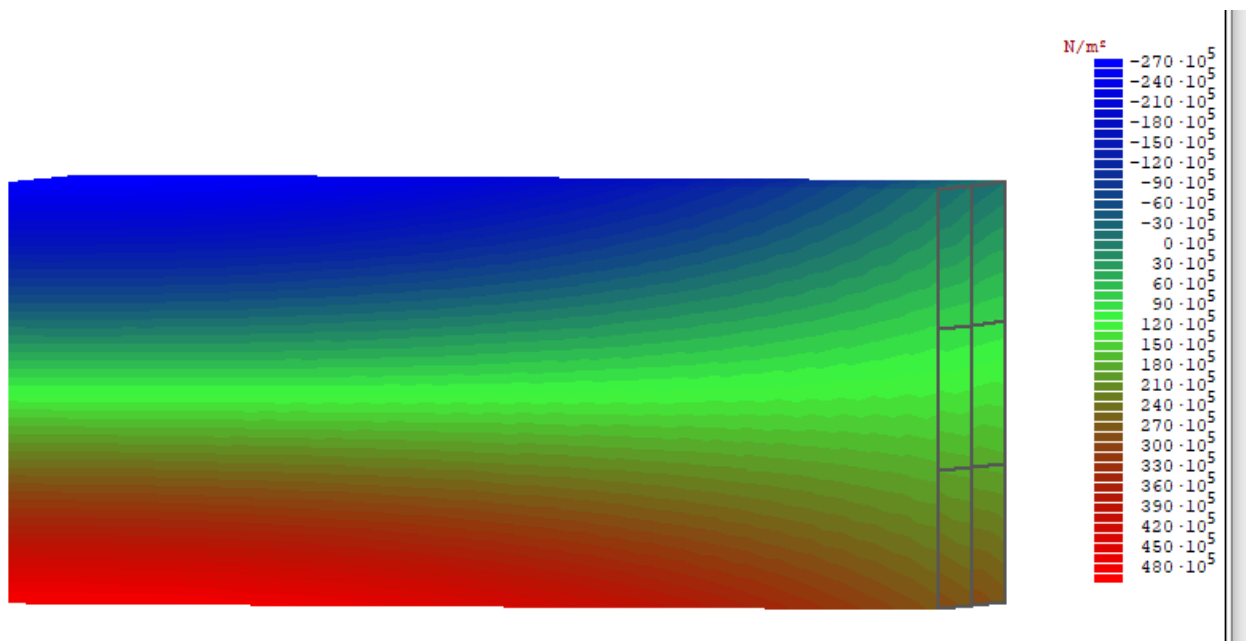


Рисунок 4.8 – Напружений стан в затяжці аркової балки N7-8 (середній прогон)

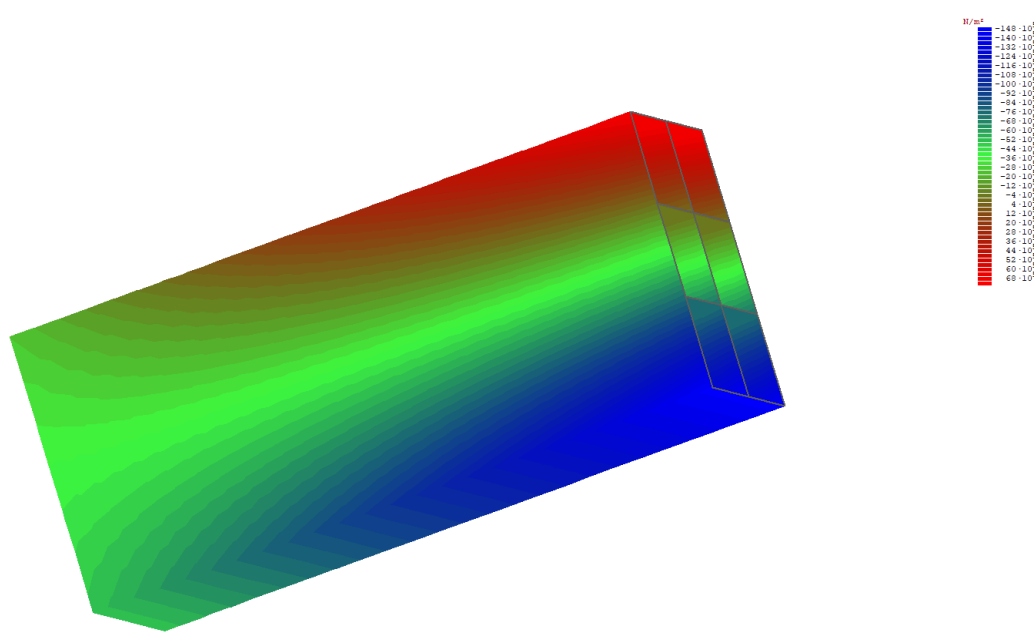


Рисунок 4.9 – Напружений стан в своді аркової балки V1-2 (крайній прогон)

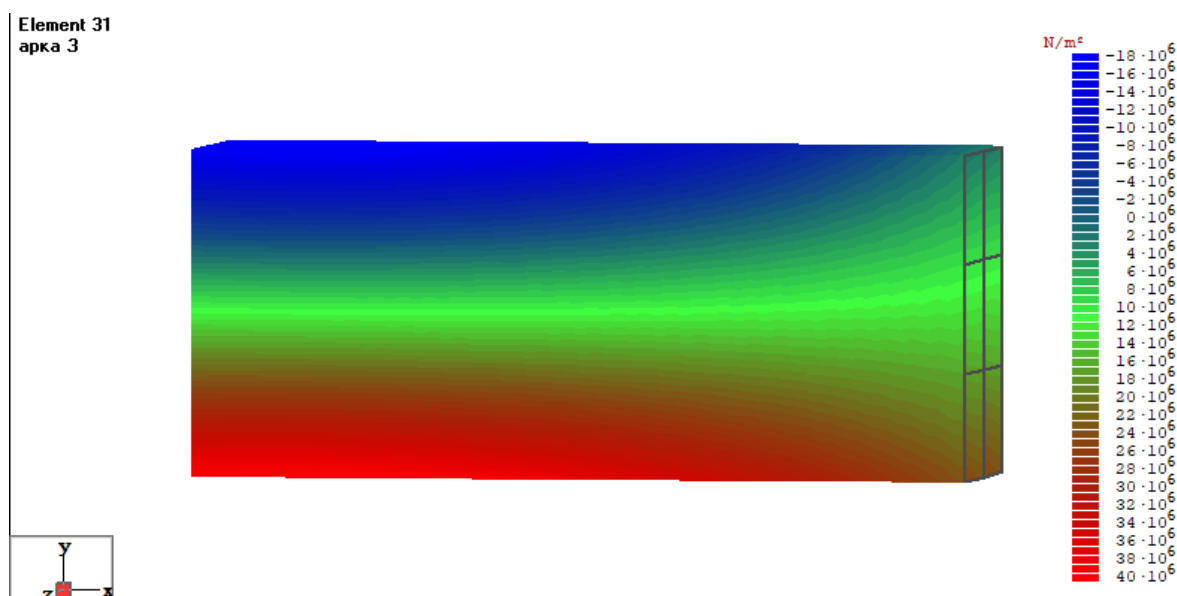


Рисунок 4.10 – Напружений стан в зтяжці аркової балки H2-3 (крайній прогон)

4.2 Перевірка балки жорсткості на міцність за нормальним напруженням при дії усіх зусиль одночасно.

Розрахунок міцності елементів, що згинаються в двох головних площинах, слід виконувати: – з двотавровими і коробчастими перерізами з двома осями симетрії – згідно з формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \times \Psi + \frac{M}{\chi \times W} \leq R_y \times m;$$

$M = \text{кНм}$ - максимальний згинальний момент;

A	$= 3333 \text{ см}^2$
I_t	$= 1.559\text{e}+7 \text{ см}^4$
I_s	$= 1.664\text{e}+9 \text{ см}^6$
I_{yy}	$= 9.357\text{e}+6 \text{ см}^4$
I_{zz}	$= 1.664\text{e}+7 \text{ см}^4$
I_{yz}	$= 0 \text{ см}^5$
I_{zz}	$= 1.638\text{e}+9 \text{ см}^6$
$z_{\min}$	$= -75 \text{ см}$
$z_{\max}$	$= 75 \text{ см}$
$y_{\min}$	$= -98.28 \text{ см}$
$y_{\max}$	$= 113.7 \text{ см}$
z_s	$= 0 \text{ см}$
y_s	$= -7.757 \text{ см}$

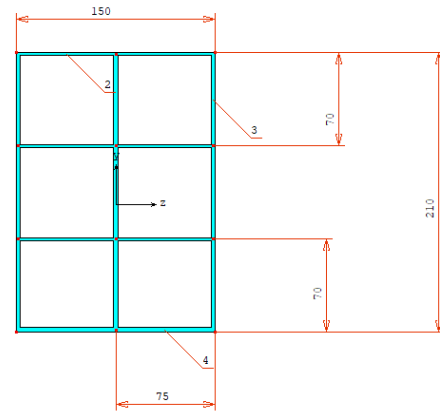


Рисунок 4.11 – Переріз арок з геометричними характеристиками

Площа: 3333 см²

Момент інерції: $9,357 \times 10^6 \text{ см}^4$

$$W = \frac{I}{X_c} = \frac{9357000}{105} = 89114,3 \text{ (см}^3\text{)}$$

$$W_{nt} = 0.85 \cdot W = 75747,1 \text{ см}^3 - \text{момент опору};$$

Сталь марки 10 ХСНД $R_y = 315 \text{ МПа} = 31,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ - розрахунковий опір

$m = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи;

Ψ – конструктивний коефіцієнт, який дорівнює 1,2;

χ – коефіцієнт, що враховує обмежений розвиток пластичних деформацій у перерізі;

Якщо $\tau_m \leq 0,25R_s$ то $\chi = \chi_1$ і він визначається в залежності від таких величин:

$$\frac{A_{f \min}}{A_w} = 0,2 \quad \text{та} \quad \frac{A_{f \min} + A_w}{A} = 0,8$$

За допомогою таблиці 4.13 (ДБН В.2.3-14:2006) інтерполюємо отримані значення і знаходимо коефіцієнт χ

Тому $\chi = \chi_1 = 1,214$

$A = 3333 \text{ см}^2$ - площа перерізу балки.

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \times \Psi + \frac{M}{\chi \times W} =$$

$$= \frac{61118.96}{3333} \cdot 1,2 + \frac{635244}{1,214 \cdot 75747.1} = 22.0 + 6.9 = 28.9 \text{ кН / см}^2 = 289 \text{ МПа} < R_y \cdot m = 350 \cdot 0,9 = 315 \text{ МПа};$$

Умова виконується.

4.3 Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями.

Величина дотичних напружень повинна відповідати умові:

$$\tau = \frac{Q_{\max}^i S_{\dot{a}\dot{o}}^{\ddot{i}\ddot{i}}}{\chi_2 I_{\dot{a}\dot{o}} t_w} \leq R_s m;$$

де $Q_{\max}^M$ - поперечна сила для опорного перерізу балки; $Q_{\max}^M = 4441,5 \text{ кН}$.

$S_{\dot{o}p}^{\text{III}}$ - статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі.

χ_2 - коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\chi_2 = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{S_{\dot{a}\dot{o}}^{\ddot{i}\ddot{i}\ddot{e}\ddot{e}\ddot{e}}}{S_{\dot{a}\dot{o}}^{\ddot{i}\ddot{i}}};$$

R_s - розрахунковий опір сталі на зсув, який приймається за даними норм [1].

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 350 = 203 = 20.3 \text{ кН / см}^2;$$

$$\chi_2 = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{3.434 \cdot 10^4}{9.227 \cdot 10^4} = 1.16$$

$$\tau = \frac{4441,5 \cdot 9.227 \times 10^4}{1,16 \cdot 9,357 \times 10^7} = 3.77 \text{ кН / см}^2 \leq 20.3 \text{ кН / см}^2$$

$$3.77 < 20.3 \text{ кН / см}^2$$

- умова виконана

4.4 Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість

Ця перевірка виконується за формулою

$$\sigma_{\max,ef}^e = \frac{M_{\max}^e}{\chi_3 \cdot W_{нт}} \leq \gamma_w \cdot R_y \cdot m,$$

де $M_{\max}^B$ – максимальний згинальний момент в поздовжній балці для розрахунку на витривалість;

$W_{нт}$ – момент опору нетто перерізу балки; $W_{нт} = 75747,1 \text{ см}^3$;

χ_3 – коефіцієнт, який приймається рівним 1,05;

γ_w – коефіцієнт зменшення розрахункового опору сталі при розрахунках на витривалість, який визначається формулою

$$\gamma_w = \frac{1}{\xi \cdot \mathcal{A}[(\alpha \cdot \beta \pm \delta) - (\alpha \cdot \beta \mp \delta) \cdot \rho]} \leq 1,$$

β – ефективний коефіцієнт концентрації напружень у металі, який при розрахунках балки із сталі 10ХСНД приймають рівним 1,1;

ξ – коефіцієнт, який приймається рівним 1 для залізничних мостів;

υ – коефіцієнт, що залежить від довжини завантаження лінії впливу при $\lambda < 22m$ - $\upsilon = 1$;

$\nu = 1,69$; $\xi = 0.0315$;

$\alpha = 0.72$; $\delta = 0.24$;

ρ – коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень, що визначається за формулою

$$\rho = \frac{\sigma_{\min,ef}}{\sigma_{\max,ef}} = \frac{M_{\min}^e}{M_{\max}^e}.$$

$$\rho = 0,2$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot (-1,58) [(0,72 \cdot 1,1 + 0,24) - (0,72 \cdot 1,1 - 0,24) \cdot 0,2]} \leq 1$$

$$\gamma_w = 1$$

$$\frac{632470,1012}{1,05 \cdot 75747,1} \leq 0,5 \cdot 35 \cdot 0,9$$

- умова виконана

$$7,95 \leq 15,75 \text{ кН / см}^2$$

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА МОСТА

5.1 Побудова монолітних опор

До основних робіт при побудові монолітних опор відносяться пристрій опалубки, укладання бетонної суміші та подальший догляд за бетоном.

Для дотримання проектного контуру опор, опалубка повинна бути міцною і жорсткою. Міцність і жорсткість елементів опалубки перевіряють розрахунком на тиск бетонної суміші, що укладається.

Опалубку зазвичай роблять дерев'яною. При невеликій кількості однотипних опор, а також для опор складної конфігурації, наприклад засад, застосовують стаціонарну опалубку. За конструкцією стаціонарна опалубка мало придатна для багаторазового застосування. Якщо число однотипних опор велике, то вигідніше щитова опалубка, пристосована до багаторазового використання (щонайменше 10 разів).

Стаціонарна опалубка складається з дощатої обшивки 1 і каркаса (рис. 5.1, а).

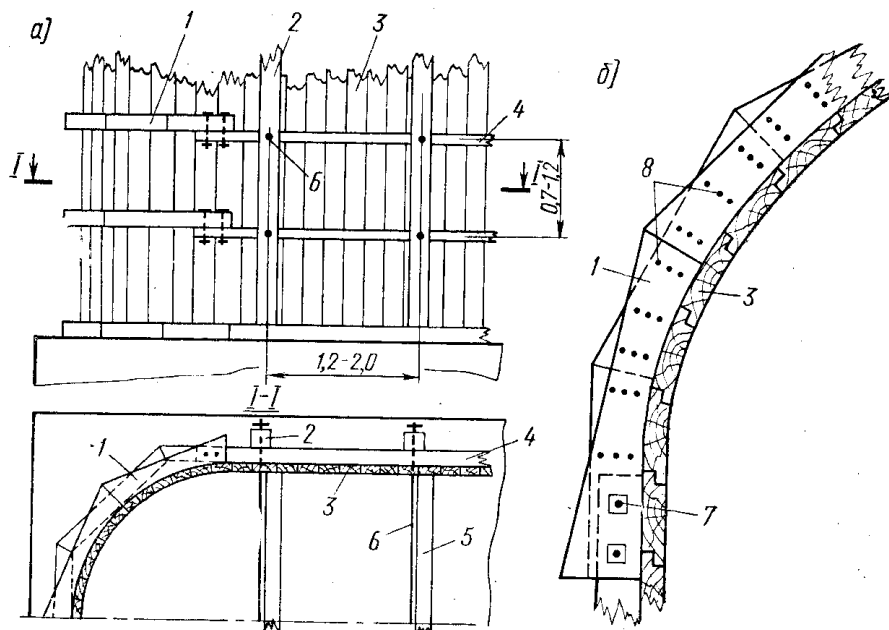


Рисунок 5.1 – Конструкція стаціонарної опалубки:

а - загальний вигляд; б - деталь кружальних ребер;

1 - кружальне ребро; 2 - стійки; 3 - обшивка; 4 - горизонтальні ребра; 5 - розпірка; 6 - тяж; 7-болти; 8 - цвяхи

Для опор з криволінійним контуром дошки обшивки мають вертикально. Горизонтальне розташування дошок зручне для опор з вертикальними гранями та прямокутним контуром у плані. Обшивку роблять із дошок товщиною 2,5 см і більше. Обшивку має бути непроникною для цементного розчину. Для цього дошки гуртують у чверть або зсередини обшивають фанерою. Каркас

роблять з брусів товщиною від 10 до 20 см або колод діаметром від 14 до 20 см. Горизонтальні ребра розташовують через 0,7-1,2 м, вертикальні через 1,5-2 м.

Між протилежними сторонами опалубки ставлять у місцях перетину ребер дерев'яні розпірки та стяжки з круглих стрижнів діаметром 14-22 мм.

Обшивку криволінійних поверхонь зміцнюють кружальними ребрами (рис. 5.1 б). Кружальні ребра виготовляють із двох або трьох шарів дошок товщиною 30-50 см, скріплюючи дошки цвяхами. Кружні ребра з'єднують із прямолінійними болтами.

Щитова опалубка складається із дерев'яних щитів площею від 4 до 12 м². Обшивку щитів укріплюють системою горизонтальних та вертикальних ребер (рис. 5.2, а). Між собою щити з'єднують болтовими стяжками (рис. 5.2 б). Оборотноість щитової опалубки досягається не тільки при використанні її на однотипних опорах, а й у процесі бетонування однієї опори. На рис. 5.2 б показана схема перестановки опалубних щитів в цьому випадку. Щити переставляють принаймні твердіння бетону, після набору їм міцності щонайменше 25 кг/см².

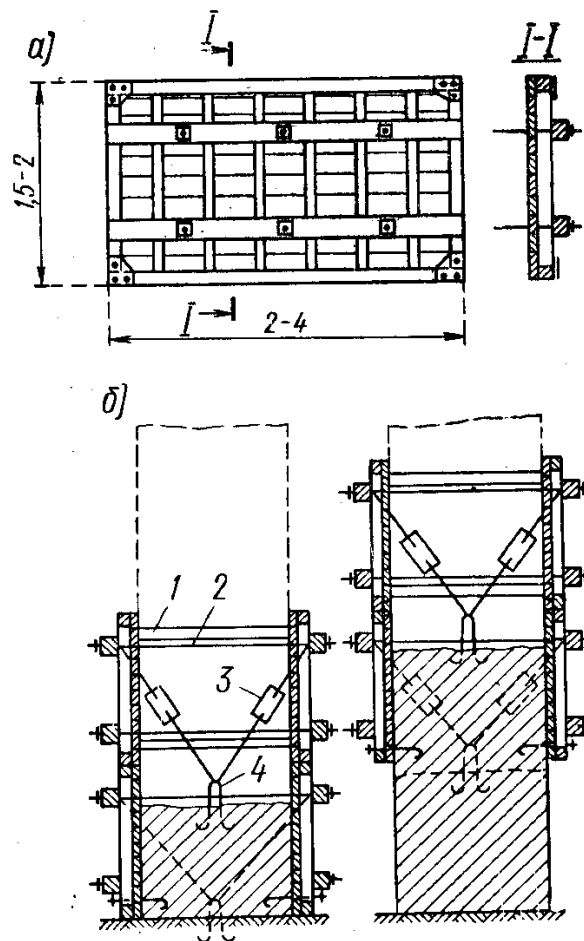


Рисунок 5.2 – Конструкція щитової опалубки: а - конструкція щита; б – схема перестановки щитів: 1 - розпірка; 2-тяж; 3 - стяжна муфта; 4 - петля

Масивні опори бетонують бетонною сумішшю з осадкою конуса від 1 до 4 см; для бетонування сильноармованих конструкцій, наприклад підф,ерменних плит і підферменників, застосовують суміш з осадкою конуса 8-10 см. У бутобетонну кладку додають камінь розміром не менше 25 см в кількості до 20% від загального обсягу кладки. Камінь повинен бути морозостійким, мати міцність не нижче за півторну марку бетону. Його укладають у бетонну суміш у міру бетонування.

В опалубку суміш подають кранами, підйомниками та іншими засобами; скидати суміш із висоти понад 3 м забороняється. При більшій (висоти суміш подають до місця укладання по трубах, що збираються з ланок.

Бетонну суміш укладають шарами завтовшки 15-30 см і ретельно вібрують внутрішніми або майданчиковими вібраторами. Якісна, щільна бетонна кладка досягається при укладанні наступного шару до початку схоплювання попереднього.

За середньодобових температур нижче $+5^{\circ}\text{C}$ опори бетонують з урахуванням зимових умов ведення робіт. Основне правило зимового бетонування - недопущення заморожування бетону до досягнення ним 70% проектної міцності.

У зимових умовах воду, а іноді і заповнювачі підігрівають до температури не вище 80°C з тим, щоб температура бетонної суміші в момент укладання була б не нижче $15-20^{\circ}\text{C}$. Крім цього застосовують утеплену опалубку або тепляки.

Утеплена опалубка складається з двох шарів обшивки, між якими укладають теплоізоляційний шар з будівельної повсті, ворушини та інших матеріалів. Можливо також заповнити простір між обшивками тирсою або котельними шлаками. При теплотехнічних розрахунках опалубки враховують тепло, що виділяється цементом під час твердіння. Такий спосіб бетонування називають способом термоса.

Тепляк оточує бетоновану опору з усіх боків. Позитивну температуру у ньому підтримують нагрівальними приладами.

Догляд за бетоном зводиться до систематичного поливання його водою та захисту від нагрівання сонячними променями солом'яними матами, рогожею, мішковиною. Обпалублені поверхні підтримують у вологому стані, поливаючи опалубку. При температурі повітря нижче $+5^{\circ}\text{C}$ поливання не виготовляється.

5.2 Монтаж нерозрізної прогонової будови

При обмеженому терміні будівництва, коли необхідно поєднати монтаж прогонових будов із спорудою опор, застосовують поздовжню насувку прогонових

будов, попередньо зібраних на насипу підходу. Для забезпечення стійкості конструкції, що насувається, споруджують проміжні опори-дерев'яні або інвентарні (рис. 5.3). Насувку роблять на сталевих котках діаметром 80-120 мм або на антифрикційних прокладках. Пролітна будова спирається на ковзанки через верхній накатний шлях, а ковзанки рухаються по нижньому накатному шляху. Накатні шляхи складаються з рейок, пришитих милицями до брусів.

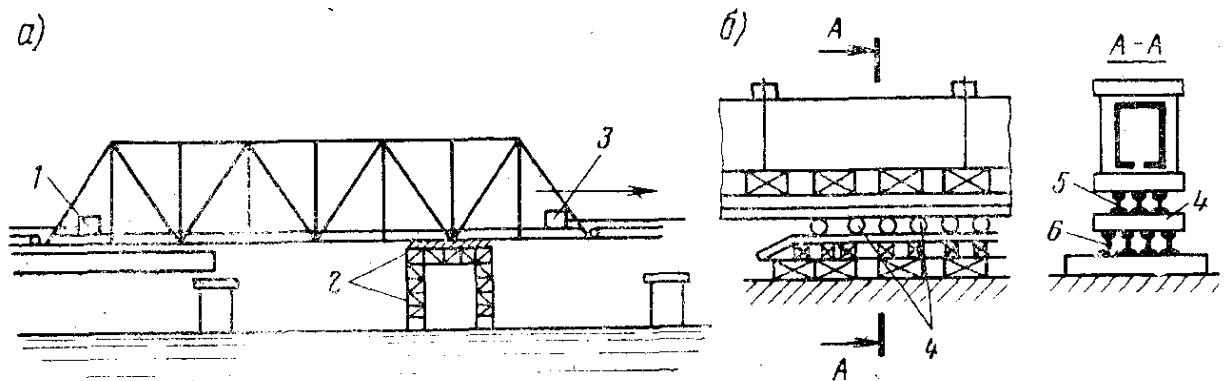


Рисунок 5.3 – Поздовжня насувка прогонової будови:

а - загальна схема рухомості; б - деталь накатного пристрою; 1 - гальмівна лебідка; 2 - проміжна опора; 3 - тягова лебідка; 4 - ковзанки; 5 - верхній накатний шлях; 6 - те ж нижній

Поздовжнє зусилля при насуванні створюється тяговими лебідками через поліспасти. Для забезпечення рівномірного руху, без ривків, застосовують гальмівні лебідки з поліспастами. Лебідки встановлюють на пролітній будові, що насувається, або на берегах (при невеликій ширині річки). У процесі насувки ведеться постійне спостереження за положенням кінців прогонової будови візуально по вішках і за допомогою теодоліту. Напрямок руху регулюється положенням котків (кутом між віссю котків та віссю ферми).

Насувка є відповідальною операцією, що вимагає злагодженої та чіткої роботи великої кількості робітників. Тому підготовці, навчанню та інструктажу команд має бути приділена велика увага.

Поперечна насувка прогонової будови зазвичай застосовується при заміні старих прогонових будов (рис. 5.4), оскільки вона повинна бути виконана в короткий час у вікно між поїздами. Нову прогонову будову на риштуваннях збирають паралельно

осі мосту. Після закінчення збирання, клепки, укладання мостового полотна стару прогонову будову пересувають по пірсах упоперек осі моста, а на його місце насувають нову прогонову будову. Ці роботи виконують одночасно і, за чіткої організації, швидко. Замінена прогонова будова на плавучих опорах може бути перевезена до берега і там демонтована.

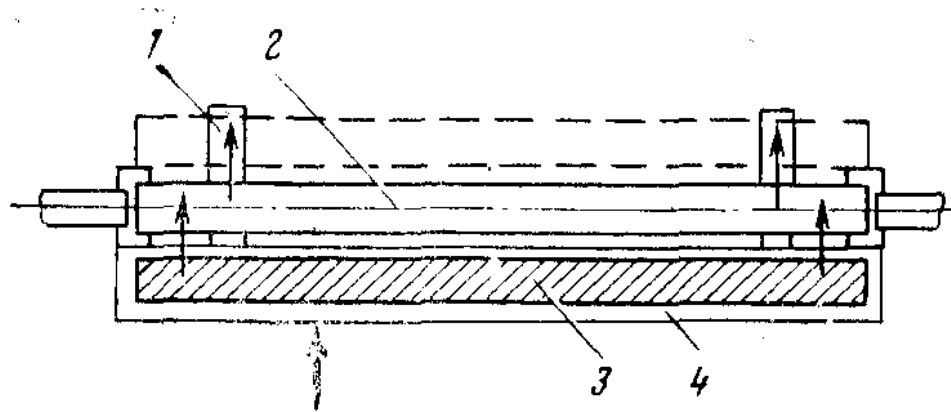


Рисунок 5.4 – Поперечна насувка при заміні прогонової будови: 1 - пірс; 2 — пролітна будова, що замінюється; 3 — пролітна будова, що монтується; 4 - монтажні підмостки. Стрілкою показано напрямок перевезення прогонової будови

При великій кількості руслових прогонових будов (більше 4-5) може виявитися доцільною збірка їх на риштування на березі, поперечне пересування по пірсах і подальше перевезення їх на плавучих опорах на постійні опори. Пірси для поперечної насувки являють собою вузькі інвентарні риштування для розміщення нижніх накаткових шляхів. Плавучі опори складаються з плашкоутів, складених зазвичай із глухих сталевих понтонів, та облаштування з інвентарних елементів. Понтони мають донні отвори, а вгорі через патрубок з'єднані з компресором. Зі збільшенням тиску повітря вода віджимається з понтонів і опора піднімається нагору. При зменшенні тиску вода заповнює понтони, їх плавучість зменшується і опора опускається вниз.

У такий спосіб прогонову будову знімають з пірсів і після перевезення опускають на опори. Вантажопідйомність плашкоутів та понтонів може бути доведена до кількох тисяч тон, що дозволяє застосовувати перевезення не тільки сталевих, а й залізобетонних прогонових будов великого прольоту залізничних та автодорожніх мостів.

Розділ 6 ЗАХОДИ ЩОДО ОХОРОНИ ПРАЦІ Й БЕЗПЕКИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ СПОРУДЖЕННЯ

Роботи з будівництва штучних споруд передбачається виконати з дотриманням вимог Сніп III-4-80* «Техніка безпеки в будівництві», а також «Правил безпеки під час проведення робіт з будівництва мостів» ДНАОП 6.1.00-1.03-98.

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

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

Керівники будівельно-монтажних організацій зобов'язані забезпечити всіх працюючими санітарно-побутовими приміщеннями, спецодягом та іншими засобами індивідуального захисту відповідно до діючих норм.

При виробництві будівельно-монтажних робіт на об'єкті необхідно дотримувати наступні загальні правила по техніці 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 складаються працюючі;
- за дотримання вимог безпеки праці при провадженні робіт - на організацію, що здійснює роботи.

3. Застосовувані при виробництві будівельно-монтажних робіт машини, устаткування та технологічне оснащення по своїх технічних характеристиках повинна відповідати умовам безпечного виконання робіт.

4. При організації на будівельному майданчику ділянок робіт й робочих місць необхідно забезпечити безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт з розбивкою ділянок робіт, робочих місць, проїздів та проходів. Небезпечні зони повинні бути позначені знаками безпеки та написами установленої форми. Зони постійно діючих небезпечних виробничих факторів повинні бути обгороджені захисними огороженнями, а зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів - сигнальними огороженнями. Огороження повинні задовольняти вимогам ГОСТ 23407-78. У темний час доби ділянки робіт, робочі місця, проїзди і проходи повинні бути освітлені без сліпучої дії освітлювальних приладів.

5. Усі працюючі на краю прогонової споруди повинні мати запобіжні пояси, закріплені за страховочний канат.

При виробництві будівельно-монтажних робіт варто дотримувати вимоги глави СНиП III-4-80* "Техніка безпеки в будівництві", "Правил пристрою і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів", затверджених Госгортехнадзором, відомчих інструкцій з техніки безпеки.

Для безпечної експлуатації побудованих штучних споруд дійсним проектом перед-бачені наступні заходи:

- пристрій пересувних оглядових пристосувань для огляду металевих конструкцій прогонових споруд і фарбування їх у процесі експлуатації;
- пристрій оглядові споруди на проміжних опорах для експлуатації опорних частин;
- установка щитів огороження контактної мережі електрифікованих залізничних і трамвайних шляхів;

- прокладка комунікацій (кабелів енергопостачання й зв'язку) у спеціальних закритих пристроях (коробах).

При цьому обов'язковим є строге дотримання вимог стандартів безпеки праці (ССБТ):

1. Типове положення про навчання, інструктаж і перевірку знань з питань охорони праці ДНАОП 0.00-4.12-99.
2. Правила будови та безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів ДНАОП 0.00-1.03-93.
3. ССБТ. Будівництво. Електробезпечність. Загальні вимоги ГОСТ 12.1.013-78.
4. ССБТ. Машини ручні пневматичні. Загальні вимоги безпеки ГОСТ 12.2.010-75*.
5. ССБТ. Машини ручні електричні. Загальні вимоги безпеки і методи іспитів ГОСТ 12.2.013.0-91.
6. ССБТ. Роботи електрозварювальні. Вимоги безпеки ГОСТ 12.3.003-86*.
7. ССБТ. Роботи вантажно-розвантажувальні. Загальні вимоги безпеки ГОСТ 12.3.009-76*.
8. ССБТ. Будівництво. Огородження запобіжні інвентарні. Загальні технічні умови ГОСТ 12.4.059-89.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування.
2. ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування.
3. ДБН В. 1.2-15:2015 Мости та труби. Навантаження і впливи.
4. Лучко Й. Й. Конструкції будівель і споруд : Підручник / Лучко Й.Й., Назаревич Б.Л., Ковальчук В.В. . – Львів : Каменяр , 2018 – 745 с..
5. Корнеев, М. М. Стальные мосты : теорет. и практ. пособ. по проектированию. – К. : 2003. – 547 с.
6. Розрахунок металевих мостів. Ч. 1 Основні положення розрахунку та розрахунку балок проїзної частини : метод. вказівки для курсового та дипломного проектування № 588 / В. П Тарасенко. – Д. : ДІТ, 1999.
7. Розрахунок металевих мостів. Ч. 2 Розрахунок головних ферм, зв'язок між фермами та розрахунок опорних частин : метод. вказівки для курсового та дипломного проектування № 607 / В. П Тарасенко. – Д. : ДІТ, 2000.
8. Побудова ліній впливу зусиль в елементах головних ферм нерозрізних прогонових споруд металевих мостів : метод. вказівки для курсового та дипломного проектування № 578 / В. П Тарасенко, М. М. Попович. – Д. : ДІТ, 1999.
9. Білецький А.А. Організація і технологія будівельних робіт (навчальний посібник). Рівне. НУВГП, 2007
10. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М. Тригер та ін. Організація будівництва. Підручник – К.:Кондор, 2007. – 521 с.
11. Білецький А. А. Організація і технологія будівельних робіт: навч. посібн. – Рівне: НУВГП, 2007 – 202 с.